



# Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence pour un site donné avec prise en compte de l'effet site : méthode empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non-linéaire

Philippe Lussou

## ► To cite this version:

Philippe Lussou. Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence pour un site donné avec prise en compte de l'effet site : méthode empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non-linéaire. Géophysique [physics.geo-ph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2001. Français. NNT : . tel-00685419

**HAL Id: tel-00685419**

**<https://theses.hal.science/tel-00685419>**

Submitted on 5 Apr 2012

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Observatoire de Grenoble  
et  
Laboratoire de géophysique interne et tectonophysique

## **Thèse**

présentée par

**Philippe Lussou**

pour obtenir le titre de Docteur de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I  
(arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Géophysique - Géochimie - Géomécanique

**Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence  
pour un site donné avec prise en compte de l'effet de site. Méthode  
empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non-linéaire.**

Date de soutenance : 29 octobre 2001

Composition du Jury :

Pierre-Yves Bard  
Didier Clouteau  
Fabrice Cotton  
Kojiro Irikura  
Hormoz Modaressi  
Alain Pecker

directeur de thèse  
rapporteur  
co-directeur de thèse  
rapporteur  
examineur  
examineur



## Résumé

Deux approches sont mises en œuvre pour calculer le mouvement sismique associé à un séisme de référence en considérant les conditions locales du site étudié : « loi empirique » et « site spécifique ». Dans la première partie de la thèse (approche « loi empirique »), de nouvelles lois d'atténuation sont déterminées à l'aide des données du réseau japonais K-NET. La classification de site se fait à l'aide de  $V_s^{30}$  (célérité moyenne des ondes de cisaillement sur 30 mètres de profondeur) mesuré in situ et/ou de  $F_0$  (fréquence prédominante du site déterminée à l'aide d'enregistrements de séismes). A l'aide de ces deux paramètres, de nouveaux systèmes de classification de site sont proposés et appliqués au spectre de réponse en accélération, ainsi qu'à d'autres paramètres de description du mouvement sismique (durée, intensité, etc). Dans la deuxième partie de la thèse le site étudié est décrit par un milieu stratifié horizontal composé de couches homogènes dont le comportement est modélisé par simulation numérique. Trois codes de calcul sont utilisés pour évaluer l'effet de site non linéaire : SHAKE (linéaire équivalent), NOAH et CYBERQUAKE (non linéaires). Les tests réalisés dans cette partie ont mis en évidence les faiblesses du modèle linéaire-équivalent par rapport aux modèles non linéaires pour les fréquences supérieures à 5 Hz. Par ailleurs, des calculs effectués à partir d'enregistrements obtenus à Port Island et Kushiro Port (Japon) ont montré l'intérêt d'utiliser des enregistrements obtenus en profondeur pour réaliser des calculs non linéaires. A la suite de ces tests, le site du Synchrotron (Grenoble) est étudié afin d'évaluer l'influence du comportement mécanique des couches superficielles de sol sur le mouvement sismique. Il ressort de cette étude que le mouvement sismique prévisible sur le site étudié dépend davantage de l'effet de site global dû à la géométrie tri-dimensionnelle de la cuvette grenobloise que de l'effet de site local (sols superficiels).

**mots-clés** : effet de site, K-NET, loi d'atténuation, modélisation, non linéaire

---

## Seismic motion estimation for a given site considering a design earthquake and taking account site effect. Linear empirical approach and modelisation of non linear site effect

Two methods are used to estimate the seismic motion for a given site, considering site effect. In the first part of the thesis, the empirical method is used. The data of the Kyoshin network are used in order to develop several attenuation laws with new classification systems for taking into account site effect. The site classification systems are based on two parameters :  $V_s^{30}$  and  $F_0$ .  $V_s^{30}$  is the shear velocity averaged over the upper 30 meters and  $F_0$  is the fundamental resonance frequency deduced from horizontal to vertical spectral ratio (HVSr) computed on seismic events. The new classification systems are applied to acceleration response spectra and to other ground motion parameters (duration, Arias intensity, etc). In the second part of the thesis, the seismic motion is estimated with the « site specific » approach. In this case, the considered site is described as a layered media with homogeneous laterally infinite layers. Three codes are used to model the non-linear behaviour of soils : SHAKE (equivalent linear), NOAH and CYBERQUAKE (non-linear codes). Several tests are performed to compare the three codes, the third one uses in situ recorded data at Port Island and Kushiro Port (Japan). These tests show the importance of time history modelling especially for frequencies higher than 5 Hz. Finally the site of Synchrotron (Grenoble, France) is studied in order to evaluate the influence of shallow layers on seismic motion. This study shows that, in that particular case, the seismic motion is due to global site effect (3D geometry of the valley) rather than local site effect (non-linear behaviour of shallow layers).

**keywords** : site effect, K-NET, attenuation law, modelisation, nonlinearity

Observatoire de Grenoble  
et  
Laboratoire de géophysique interne et tectonophysique

**Thèse**

présentée par

**Philippe Lussou**

pour obtenir le titre de Docteur de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I  
(arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Géophysique - Géochimie - Géomécanique

**Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence  
pour un site donné avec prise en compte de l'effet de site. Méthode  
empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non-linéaire.**

Date de soutenance : 29 octobre 2001

Composition du Jury :

Pierre-Yves Bard  
Didier Clouteau  
Fabrice Cotton  
Kojiro Irikura  
Hormoz Modaressi  
Alain Pecker

directeur de thèse  
rapporteur  
co-directeur de thèse  
rapporteur  
examineur  
examineur



## Remerciements

Durant l'année 1997/1998 le cours de "Génie Parasismique" du DEA de Mécaniques des sols de l'Ecole Centrale était assuré par Didier Clouteau, Pierre Labbé et Hormoz Modaressi. C'est à la suite d'un cours avec Hormoz Modaressi que j'ai appris que l'Institut de Protection et de Sécurité Nucléaire s'intéressait à la « non-linéarité » et prévoyait de financer une thèse sur le sujet. S'en sont suivi des entrevues avec Jean-Christophe Gariel et Pierre-Yves Bard et l'aventure a commencé.

Ce travail a été mené dans le cadre d'une collaboration entre le Bureau d'Evaluation des Risques Sismiques pour la Sécurité des Installations Nucléaires à Fontenay-aux-Roses et le Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique de l'Observatoire de Grenoble. Merci aux équipes du BERSSIN et du LGIT, plus spécialement à Pierre-Yves, Catherine et Fabrice qui ont suivi mon travail. Un grand merci également à Yoshimistu Fukushima et Fabian Bonilla qui m'ont fait bénéficier de leur riche expérience et m'ont honoré de leur amitié. Merci à Fernando Lopez, Lorraine Chopin et Evelyne Foerster avec qui nous avons formé une véritable « CyberQuake team ».

L'association française du génie parasismique (AFPS) m'a permis de participer à une mission post-sismique à Taiwan et de participer aux travaux du groupe « Mouvement Sismique pour l'Ingénieur ». Ces expériences ont aiguisé mon goût pour l'interdisciplinarité.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude aux membres du jury et plus spécialement aux rapporteurs Didier Clouteau et Kojiro Irikura.

Enfin quelques remerciements particuliers dans le désordre : Cécile et l'association Bernard Grégory (mon ANPE), Cyrille et Marc (les demi-ronds), Bruno et Céline (compagnons thésards), Franck (agitateur de conscience), JeanJeanneStéPhilAnne et PhiLaetiCorAl (la famille), l'équipe de foot du Panorama.



## Résumé

Pour calculer le mouvement sismique associé à un de référence en considérant les conditions locales du site étudié, nous avons mis en œuvre deux approches : « loi empirique » et « site spécifique ». Dans l'approche « loi empirique », le séisme de référence est décrit à l'aide d'un couple magnitude-distance et les conditions de site sont décrites à l'aide d'un ou deux paramètre(s). Dans l'approche « site spécifique », le séisme est décrit à l'aide d'accélérogrammes et le site étudié est décrit par un milieu stratifié horizontal dont le comportement mécanique est modélisé par simulation numérique. Dans la première partie de la thèse, consacrée à l'approche « loi empirique », nous avons appliqué essentiellement des méthodes statistiques pour analyser un très grand nombre de données, celles du réseau japonais K-NET. Toutes les stations de ce réseau ont fait l'objet d'une reconnaissance géotechnique. Nous avons donc attribué à chaque site deux paramètres représentatifs des propriétés mécaniques des sols sous-jacents :  $V_s^{30}$  (célérité moyenne des ondes de cisaillement sur 30 mètres de profondeur) et  $F_0$  (fréquence prédominante du site obtenue à partir d'enregistrements du mouvement sismique).

Nous avons déterminé des lois empiriques avec de nouveaux systèmes de classifications de site. Ces lois ont permis de montrer que les classifications de site ( $F_0$  ou  $V_s^{30}$ ) ont lieu d'être, elles améliorent le niveau de confiance des relations empiriques. Le paramètre  $F_0$  est très économique et la classification  $F_0$  permet d'obtenir le même niveau de confiance que la classification  $V_s^{30}$ . Durée et intensité du mouvement sismique sont également sensibles à la classification de site. Des lois d'atténuation ont été déterminées pour ces paramètres.

La deuxième partie de la thèse traite de l'estimation de l'effet de site non linéaire à l'aide de la méthode « site spécifique ». Nous avons testé trois codes de calcul. L'un d'entre eux (SHAKE) est dit « linéaire équivalent », il permet de résoudre les équations d'équilibre dans le domaine fréquentiel. Les deux autres (NOAH et CYBERQUAKE) sont « non linéaires », ils résolvent les équations d'équilibre à chaque pas de temps. Les tests réalisés dans cette partie ont montré que : pour les fréquences supérieures à 5 Hz le modèle linéaire-équivalent ne rend pas bien compte de la rhéologie des sols, ce défaut entraîne une sous-estimation du contenu haute fréquence du mouvement sismique. Pour des niveaux d'accélération supérieurs à 0,5g l'amortissement CYBERQUAKE est significativement supérieur à ceux des autres modèles. Des calculs effectués à partir d'enregistrements obtenus sur les sites Port Island et de Kushiro Port (au Japon) ont montré que le choix du mouvement d'entrée dans un calcul non linéaire est très important, il faut y apporter beaucoup de soins et ne pas se contenter d'une seule sollicitation.

A la suite de ces tests, nous nous sommes intéressés au cas de Grenoble. En effet, la configuration du sous-sol Grenoblois (cuvette remplie de plusieurs centaines de mètres d'alluvions) rend l'agglomération sujette à de fortes amplifications du mouvement du sol par rapport au mouvement ressenti sur le rocher. Cet effet de site a déjà pu être quantifié lors de séismes de faible magnitude (inférieure à 2,5). Cette quantification ne permet cependant pas de prédire l'effet de site que provoquerait un fort séisme (magnitude 5,5) proche de Grenoble car, pour un tel séisme, le comportement non linéaire des sols superficiels peut avoir une influence significative sur le mouvement sismique ressenti dans la vallée. Nous avons donc cherché à évaluer l'influence du comportement mécanique des couches superficielles de sol sur le mouvement sismique. Le « scénario » que nous avons retenu pour cette étude consiste en un séisme de magnitude comprise entre 5,5 et 6 sur la faille de Belledune proche de Grenoble. Il ressort de cette étude que le mouvement sismique prévisible sur le site étudié (Synchrotron) dépend davantage de l'effet de site global dû à la géométrie tri-dimensionnelle de la cuvette grenobloise que de l'effet de site local (sols superficiels).



## Abstract

**Seismic motion estimation for a given site, considering a design earthquake and taking account site effect. Linear empirical approach and modelisation of non linear site effect**

Two methods are used to estimate the seismic motion for a given site, considering site effect. In the first part of the thesis, the empirical method is used. The data of the Kyoshin network are used in order to develop several attenuation laws with new classification systems for taking into account site effect. The site classification systems are based on two parameters :  $V_s^{30}$  and  $F_0$ .  $V_s^{30}$  is the shear velocity averaged over the upper 30 meters and  $F_0$  is the fundamental resonance frequency deduced from horizontal to vertical spectral ratio (HVSr) computed on seismic events. The new classification systems are applied to acceleration response spectra and to other ground motion parameters (duration, Arias intensity, etc). In the second part of the thesis, the seismic motion is estimated with the « site specific » approach. In this case, the considered site is described as a layered media with homogeneous laterally infinite layers. Three codes are used to model the non-linear behaviour of soils : SHAKE (equivalent linear), NOAH and CYBERQUAKE (non-linear codes). Several tests are performed to compare the three codes, the third one uses in situ recorded data at Port Island and Kushiro Port (Japan). These tests show the importance of time history modelling especially for frequencies higher than 5 Hz. Finally the site of Synchrotron (Grenoble, France) is studied in order to evaluate the influence of shallow layers on seismic motion. This study shows that, in that particular case, the seismic motion is due to global site effect (3D geometry of the valley) rather than local site effect (non-linear behaviour of shallow layers).

## Table des matières

REMERCIEMENTS .....	3
RESUME .....	5
ABSTRACT.....	6
TABLE DES MATIERES.....	7
1. INTRODUCTION GENERALE .....	9
2. PREMIERE PARTIE : EFFET DE SITE ET LOIS D'ATTENUATION .....	13
2.1. INTRODUCTION .....	14
2.1.1. Présentation du réseau japonais K-NET.....	15
2.1.2. Qu'est-ce qu'une loi d'atténuation ? .....	18
2.1.3. Plan de la première partie .....	21
2.2. CONTRIBUTION DES DONNEES DU RESEAU K-NET A LA PRISE EN COMPTE DES EFFETS DE SITE DANS LES REGLEMENTS PARASISMQUES .....	23
2.2.1. Introduction.....	23
2.2.2. Data used in this study.....	24
2.2.3. Determination of an Attenuation Law using the Velocity Based Site Characterization.....	28
2.2.4. Comparison With Spectral Shapes And Site Coefficient of Building Codes .....	36
2.2.5. Discussion and Conclusion.....	40
2.3. EFFET DE SITE POUR LES LOIS D'ATTENUATION : $V_s^{30}$ EST-IL LE MEILLEUR PARAMETRE DE CLASSIFICATION ? .....	43
2.3.1. Introduction.....	43
2.3.2. The data set.....	45
2.3.3. Site characterisation .....	46
2.3.4. Attenuation model and regression analysis .....	47
2.3.5. Results with three different site classification systems.....	48
2.3.6. Discussion.....	54
2.4. DUREE, INTENSITE ET AUTRES PARAMETRES DE DESCRIPTION DU MOUVEMENT SISMIQUE .....	59
2.4.1. Introduction.....	59
2.4.2. Analyse statistique des données du K-NET.....	59
2.4.3. Amélioration de la description du mouvement sismique.....	62
2.4.4. Mise en évidence de l'effet de site non linéaire .....	71
2.4.5. Discussion et conclusion.....	72
2.5. CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE.....	75
3. DEUXIEME PARTIE : EFFET DE SITE NON LINEAIRE .....	77
3.1. INTRODUCTION .....	79
3.1.1. Pourquoi s'intéresse-t-on à l'effet de site non linéaire ? .....	79
3.1.2. Comment peut-on mettre en évidence l'effet de site non linéaire ? .....	81
3.1.3. Plan de la deuxième partie.....	87
3.2. CALIBRAGE DES CODES DE CALCUL POUR L'ESTIMATION DE L'EFFET DE SITE NON LINEAIRE.....	89
3.2.1. Présentation des trois codes de calcul utilisés.....	89
3.2.2. Trois tests .....	98
3.3. APPLICATION AU CAS DE GRENOBLE .....	120
3.3.1. Présentation du site.....	120
3.3.2. Choix du profil géotechnique.....	121
3.3.3. Choix des sollicitations .....	123
3.3.4. Calculs effectués .....	125
3.3.5. Analyse des résultats.....	128
3.3.6. conclusions perspectives .....	129
3.4. CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE .....	131
4. CONCLUSION GENERALE .....	133



RÉFÉRENCES .....	135
------------------	-----

TABLE DES FIGURES .....	140
-------------------------	-----

## ANNEXES

<b>1 - ANNEXE 1 RESEAUX SISMOLOGIQUES « HAUTE TECHNICITE » .....</b>	<b>147</b>
1.1 INTRODUCTION .....	147
1.2 LE RESEAU KIK-NET .....	147
1.3 SEISME DE CHI-CHI .....	149
1.3.1 La mesure du séisme .....	149
1.3.2 Synthèse des informations et cartographie .....	152
1.3.3 Communication et internet .....	153
1.3.4 Conclusion .....	154
<b>2 ANNEXE 2 : TABLEAUX DES COEFFICIENTS POUR LES LOIS D'ATTENUATIONS PROPOSEES DANS LA PREMIERE PARTIE .....</b>	<b>155</b>
2.1 TABLEAUX RELATIFS AU CHAPITRE 2.2 (CONTRIBUTION DES DONNEES DU RESEAU K-NET A LA PRISE EN COMPTE REGLEMENTAIRE DES EFFETS DE SITE) .....	155
2.2 TABLEAUX RELATIFS AU CHAPITRE 2.3 (EFFET DE SITE POUR LES LOIS D'ATTENUATION : VS30 EST-IL LE MEILLEUR PARAMETRE DE CLASSIFICATION ?) .....	158
2.3 COEFFICIENTS RELATIFS AU CHAPITRE 2.4 (DUREE, INTENSITE ET AUTRES PARAMETRES DE DESCRIPTION DU MOUVEMENT SISMIQUE) .....	162
<b>3 ANNEXE 3 : QUANTIFICATION DE LA NON-LINEARITE PAR SIMULATION NUMERIQUE 166</b>	
3.1 INTRODUCTION .....	166
3.2 DESCRIPTION OF THE METHOD .....	167
3.2.1 The numerical non linear model .....	167
3.2.2 Seismic motion and Non linearity indicators .....	170
3.2.3 Quantification of non linearity .....	172
3.3 RESULTS .....	173
3.4 FIELD DATA OBSERVATIONS .....	176
3.5 CONCLUSIONS AND PERSPECTIVES .....	176
<b>4 ANNEXE 4 : PRESENTATION DES SITES .....</b>	<b>180</b>
4.1 GARNER VALLEY .....	180
4.1.1 Description générale du site .....	180
4.1.2 Description géotechnique du site .....	182
4.2 KUSHIRO .....	187
4.3 PORT ISLAND .....	190

## 1. Introduction Générale

La France est un pays à sismicité modérée. Pour la sûreté de ses habitants, c'est à la fois une bonne et une mauvaise chose. C'est une chance car cela permet au pays de prospérer à l'abri de menace sismique majeure. C'est une mauvaise chose car cette sismicité modérée peut créer un sentiment d'invulnérabilité qui ne favorise pas les mesures de protection contre le risque sismique qui sont pourtant nécessaires. La mémoire collective n'est pas un bon allié de la protection parasismique, le meilleur moyen de se protéger est donc la réglementation.

Pour la grande majorité des constructions, ce sont les « PS 92 » qui s'appliquent. Les règles PS92 définissent des zones géographiques et attribuent un niveau nominal de mouvement sismique à chacune de ces zones. Des coefficients peuvent majorer ce niveau nominal en fonction du type de bâtiment et des qualités du sol de fondation.

Pour les constructions relatives à l'énergie nucléaire, c'est la « RFS 1.2.c » qui s'applique. Dans ce cas, l'évaluation de l'aléa sismique se fait selon la démarche suivante :

- identification des failles ou des zones actives autour du site,
- étude des caractéristiques des séismes historiques associés à ces sources potentielles et définition d'un ou de plusieurs séisme(s) de référence,
- calcul du mouvement sismique associé au(x) séisme(s) de référence en considérant les conditions locales du site étudié.

Ce troisième point définit le cadre général de cette thèse. Pour calculer le mouvement sismique associé à un ou plusieurs séisme(s) de référence en considérant les conditions locales du site étudié, nous avons mis en œuvre deux approches : « loi empirique » et « site spécifique ». Dans l'approche « loi empirique », le séisme de référence est décrit à l'aide d'un couple magnitude-distance et les conditions de site sont décrites à l'aide d'un ou deux paramètre(s). Dans l'approche « site spécifique », le séisme est décrit à l'aide d'accélérogrammes, le site étudié est décrit par un milieu stratifié horizontal composé de couches homogènes dont le comportement est modélisé par simulation numérique.

Dans la première partie de la thèse, consacrée à l'approche « loi empirique », nous nous proposons de répondre aux quatre questions suivantes :



1. Les lois d'atténuation anciennes proposaient une prise en compte des effets de site basée sur une classification sol/rocher (Joyner et Boore, 1981). Cette classification était basée sur une description géologique des matériaux. Depuis, de nouvelles lois sont apparues (Ambraseys 1996, Boore et al. 1997) avec des classifications basées sur la célérité moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres ( $V_s^{30}$ ). Ces lois ont servi à la détermination des coefficients de site des règles parasismiques UBC et EC8. La déduction de lois empiriques pour chacune des classes ainsi définies nécessite un grand nombre d'enregistrements pour lesquels doivent être connues avec précision les conditions de site. Or ces lois ont été proposées à partir de bases de données où les conditions de site n'étaient connues que partiellement. Seul le réseau K-NET dispose de  $V_s^{30}$  mesuré à chaque station. Nous pouvons donc nous poser la question suivante : que peuvent apporter les données du réseau K-NET à la prise en compte réglementaire des effets de site ?
2. Par définition, le paramètre  $V_s^{30}$  ne permet de décrire que les matériaux de surface, or l'effet de site peut être dû à des structures profondes (dans les vallées alpines par exemple). Nous pouvons donc nous poser la question suivante :  $V_s^{30}$  est-il le meilleur paramètre possible pour décrire l'effet de site dans les lois empiriques ?
3. Lorsqu'on calcule le mouvement sismique associé à un séisme de référence en considérant les conditions locales du site étudié, dans la grande majorité des cas, le mouvement sismique est décrit à l'aide d'un spectre de réponse en accélération. Bien que riche d'information, un spectre de réponse s'avère insuffisant lorsqu'on souhaite prendre en compte les variations des propriétés mécaniques des matériaux au cours du temps (calcul non linéaire). La durée devient un paramètre important de description du mouvement sismique. Par ailleurs, comme l'accélération maximale est très mal corrélée avec l'intensité des dégâts, il est très intéressant d'utiliser des paramètres (durée, intensité d'Arias...) qui quantifient l'intensité du mouvement sismique à partir de l'enregistrement de ce mouvement (intensité instrumentale). Des corrélations entre intensité instrumentale et intensité macro-sismique permettent d'améliorer l'analyse des données historiques (description des dégâts). La classification de site est couramment utilisée pour l'estimation du niveau d'accélération. Nous pouvons donc nous poser la question suivante : peut-on envisager une classification de site pour la durée, l'intensité et autres paramètres du mouvement sismique ?
4. Les lois empiriques permettent-elles de prendre en compte l'effet de site non linéaire ?

La deuxième partie de la thèse est consacrée à l'approche « site spécifique ». Cette approche se justifie quand la première est insuffisante. Sans dévoiler à l'avance le contenu de la thèse nous pouvons tout de même révéler ici que les travaux de la première partie ont permis de montrer que pour l'estimation de l'effet de site non linéaire il est nécessaire d'avoir recours à l'approche « site spécifique ». La deuxième partie de la thèse traite donc de l'estimation de l'effet de site non linéaire à l'aide de la méthode « site spécifique ».

Le comportement mécanique des sols sous sollicitation sismique est une composante majeure de l'effet de site non linéaire. Nous nous sommes tout d'abord attachés à comprendre la physique du phénomène et nous avons testé trois méthodes de calcul. L'un d'entre eux est dit « linéaire équivalent », les deux autres sont « non linéaires ». Le premier chapitre de cette deuxième partie est consacré à la présentation des ces trois codes de calcul (SHAKE, NOAH et CYBERQUAKE). A la suite d'une présentation générale, les trois codes sont soumis à trois tests qui permettent d'apporter un éclairage plus détaillé de leurs propriétés. Le premier test consiste à vérifier que les trois codes permettent de décrire correctement les phénomènes associés à la propagation des ondes. Dans le second test, nous avons cherché à quantifier l'amortissement de manière uniforme pour les trois codes de calcul. Le troisième test consiste à évaluer les capacités des codes de calculs à rendre compte des modifications du mouvement sismique engendrées par le comportement mécanique des sols. Ce test en vrai grandeur a été réalisé à l'aide d'enregistrements obtenus lors des séismes de Kushiro (15 janvier 1993, magnitude 7,6) et de Kobe (17 janvier 1995, magnitude 7,2).

A la suite de ces tests, nous nous sommes intéressés au cas de la cuvette grenobloise. En effet, la configuration du sous-sol Grenoblois (cuvette remplie de plusieurs centaines d'alluvions) rend l'agglomération sujette à de fortes amplifications du mouvement du sol par rapport au mouvement ressenti sur le rocher. Cet effet de site a déjà pu être quantifié lors de séismes de faible magnitude (inférieure à 2,5). Cette quantification ne permet cependant pas de prédire l'effet de site que provoquerait un fort séisme (magnitude 5,5) proche de Grenoble car, pour un tel séisme, le comportement non linéaire des sols superficiels peut avoir une influence significative sur le mouvement sismique ressenti dans la vallée. Nous avons donc cherché à évaluer l'influence du comportement mécanique des couches superficielles de sol sur le mouvement sismique. Le « scénario » que nous avons retenu pour cette étude consiste en un séisme de magnitude comprise entre 5,5 et 6 sur la faille de Belledune proche de Grenoble.



## 2. Première partie : effet de site et lois d'atténuation

## 2.1. introduction

L'influence des caractéristiques géologiques et géotechniques locales sur le mouvement sismique est un sujet qui a pris beaucoup d'ampleur ces dernières années. Parmi les faits marquants qui jalonnent la prise de conscience de l'importance des effets de site nous pouvons citer quelques dates majeures :

- 19 septembre 1985, séisme de Guerrero-Michoacan. La ville de Mexico, située à 300 km de l'épicentre du séisme, subit de très fort dégâts à cause de la résonance du bassin sédimentaire sur lequel elle est construite,
- 17 octobre 1989, séisme de Loma Prieta, San Francisco située à 100 km de l'épicentre paie un lourd tribut aux effets de site. L'ampleur des dommages est liée aux conditions locales de la géologie,
- 1992 Odawara, First International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion
- 17 janvier 1995, séisme de Hyogo-ken Nambu,
- janvier 1996, le réseau Kyoshin-NET est opérationnel,
- 1998 Yokohama, Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion (170 papiers présentés, 350 participants),
- 2000 installation du réseau KiK-NET.

Ce bref historique montre l'importance croissante de la prise de conscience des effets de site. Malgré cela, la prise en compte des effets de site dans les lois d'atténuation (principal outil de sismologie pour l'ingénieur) a très peu progressé. Dès 1981, Joyner et Boore proposaient l'une des premières lois d'atténuation distinguant deux types de sites : sol et rocher. Quelques améliorations ont depuis été apportées mais  $V_s^{30}$  (célérité moyenne des ondes de cisaillement sur 30 mètres de profondeur) reste le seul paramètre utilisé pour la classification des sites pour les lois d'atténuation. L'objet des études que nous avons menées dans cette première partie est donc de proposer des "outils" pratiques qui intègrent les connaissances acquises ces dernières années en terme d'effet de site.

L'un des facteurs principaux de l'amélioration des connaissances sur les séismes est la multiplication des réseaux sismologiques. En effet, depuis que la sismologie est entrée dans l'ère instrumentale, la technologie n'a cessé de progresser. De nouveaux outils apparaissent régulièrement et permettent de mieux décrire et comprendre les tremblements de terre. Les travaux de la première partie de cette thèse sont fondés sur les données du réseau japonais K-NET, la première partie de cette introduction est donc consacrée à la présentation du réseau K-NET. Le lecteur intéressé par les réseaux sismologiques de haute technicité pourra se reporter à l'annexe 1 pour une description du réseau japonais KiK-NET et une

présentation du fonctionnement des différents réseaux taiwanais lors du séisme de Chi-Chi du 21 septembre 1999. La deuxième partie de cette introduction est consacrée à une présentation des principes des lois d'atténuation.

### 2.1.1. Présentation du réseau japonais K-NET

A la suite du tremblement de terre de Kobe (17 janvier 1995), le gouvernement japonais a pris la décision de doter le pays d'un réseau sismologique très performant. Le National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED) s'est alors chargé de déployer 1000 stations sur le territoire japonais. Le réseau « Kyoshin-Net » a été mis en place avec un souci d'homogénéité : les 1000 stations sismologiques forment un réseau uniforme dont la maille est d'environ 25 km. La diffusion rapide des données est aussi une caractéristique importante du réseau (les 209 enregistrements obtenus lors du séisme de magnitude 5,7 survenu le 16 mars 1997 étaient en libre accès sur le site internet [http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/index\\_en.shtml](http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/index_en.shtml) après seulement 3 heures). Il est également possible d'obtenir toutes les données du réseau K-NET sur CD-ROM.

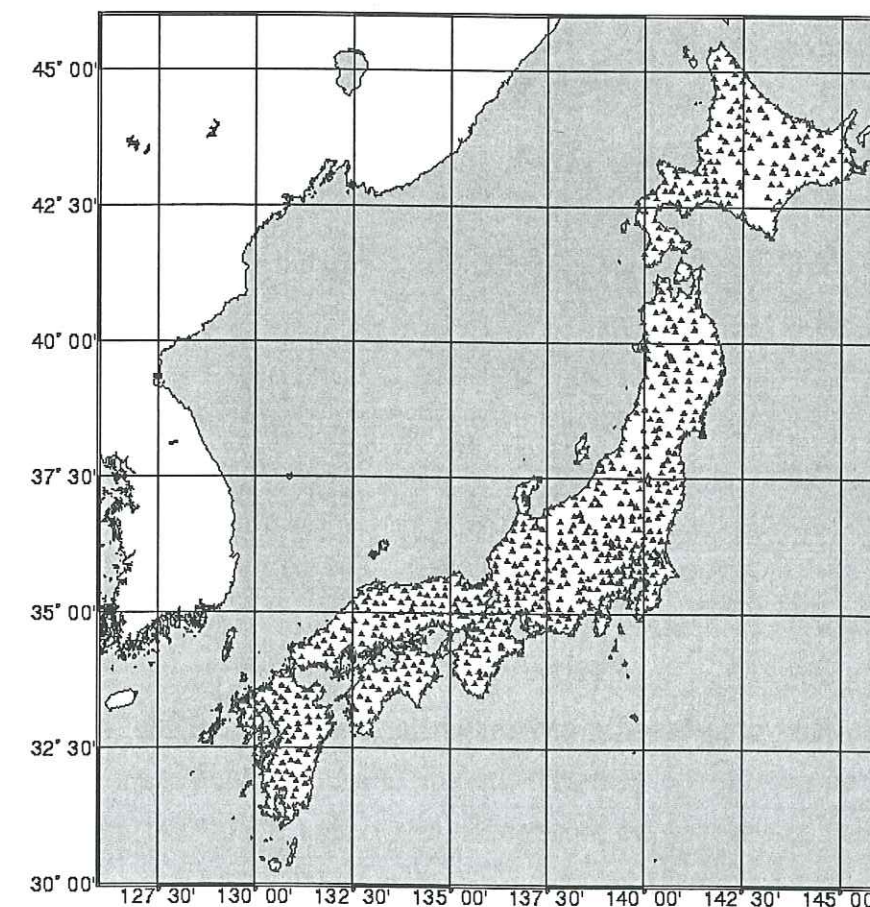


Figure 2.1-1 : Répartition des stations du réseau K-NET.

Outre la répartition géographique, la volonté d'homogénéisation des concepteurs du réseau se retrouve au niveau des stations. Le modèle d'accéléromètre "K-NET 95" a été conçu



spécialement pour l'occasion, ses caractéristiques sont détaillées par Kinoshita (1998). De même, la mise en place des appareils répond à plusieurs exigences (enregistrement du mouvement en champ libre, données télémétrées), c'est en fait un véritable observatoire sismologique qui a été conçu.

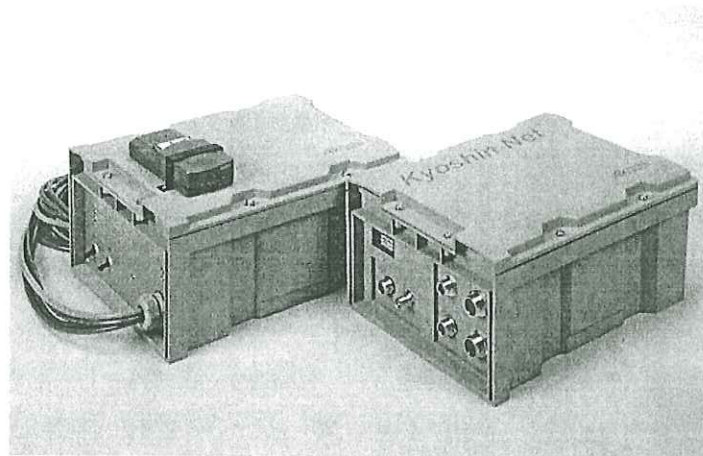


Figure 2.1-2 : Accéléromètre "K-NET".

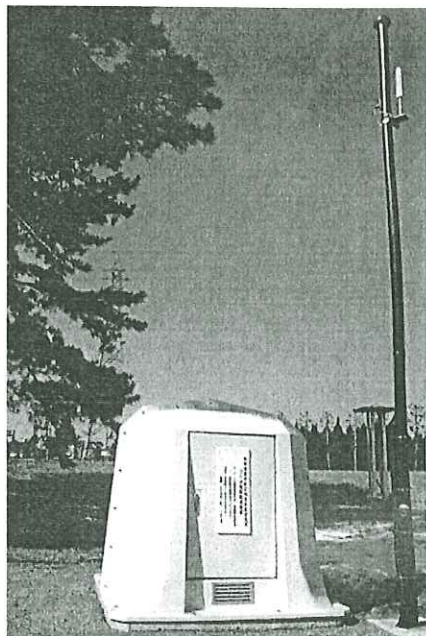


Figure 2.1-3 : Station "K-NET".

Dans le but de faire progresser la compréhension des effets de site, chaque station a fait l'objet d'une reconnaissance géotechnique sur une profondeur allant de 10 à 20 mètres selon les sites. Les vitesses de propagation des ondes S et P ont été mesurées à l'aide d'essais down-hole. La densité volumique a également été estimée par diagraphie. La nature du sol a été relevée de visu. Chaque station a donc la "carte d'identité" de son sous-sol.

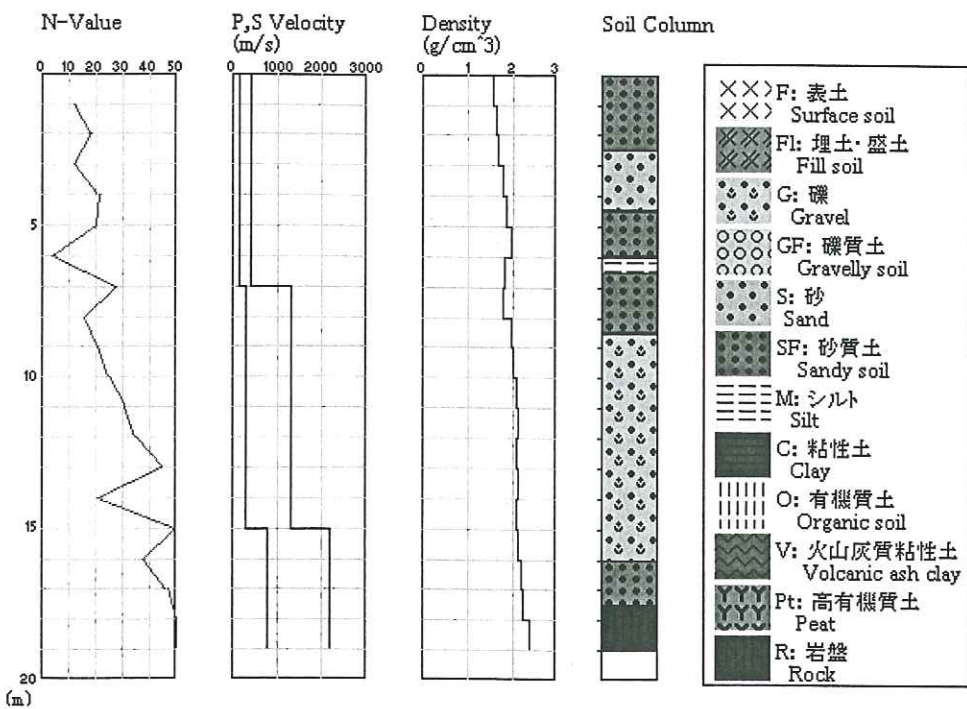


Figure 2.1-4 : Profil de sol de la station TKS010 du réseau K-NET.

Depuis sa mise en place, le réseau K-NET a enregistré plus de 100 séismes de magnitude supérieure à 5, cela représente environ 6000 enregistrements trois composantes soit 18 000 accélérogrammes. Les fichiers correspondants sont disponibles au format ASCII, les paramètres de source sont inclus dans l'entête de chaque fichier de données.

Origin Time	1997/10/03 13:46	} Paramètres de source					
Lat.	42.5						
Long.	144.9						
Depth. (km)	40						
Mag.	5.1						
Station Code	HKD038						
Station Lat.	43.1641						
Station Long.	142.5700						
Station Height (m)	353						
Record Time	1997/10/03 13:47:28						
Sampling Freq(Hz)	100Hz						
Duration Time(s)	119						
Dir.	E-W						
Scale Factor	2000(gal)/8388608						
Max. Acc. (gal)	3						
Last Correction	1997/10/03 13:00:00						
Memo.	Temp.= 35 Deg.C.						
67066	66918	67030	67192	67380	67662	67966	68227
68224	68044	68008	68253	68574	68737	68823	68795

Figure 2.1-5 : Exemple d'enregistrement.



### 2.1.2. Qu'est-ce qu'une loi d'atténuation ?

Lors d'un séisme, le mouvement sismique que l'on ressent au niveau du sol en un site donné est le résultat de trois contributions (Figure 2.1-6):

- le mécanisme de rupture de la source sismique,
- la propagation des ondes sismiques entre la source et le site,
- l'effet de site.

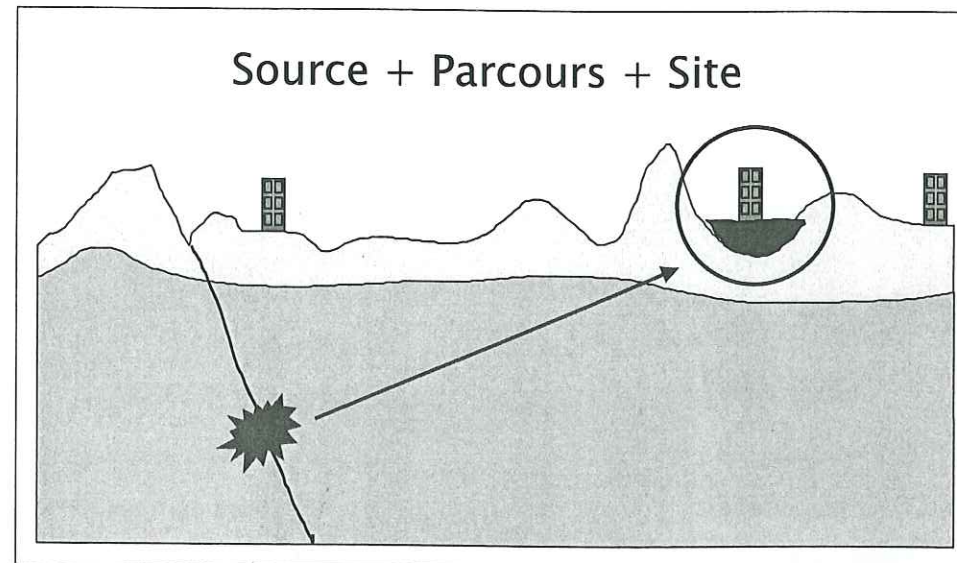
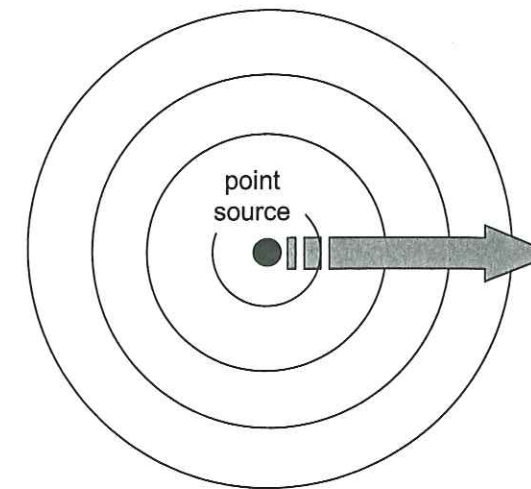


Figure 2.1-6 : Le mouvement sismique peut se décomposer en trois contributions.

Une loi d'atténuation permet de rendre compte de cette combinaison à l'aide d'un modèle physique simple. La source du séisme est assimilée à un point source situé à l'hypocentre du séisme. Le modèle suppose que toute l'énergie du séisme est libérée à partir de ce point. Le principe de conservation de l'énergie impose que la propagation de cette énergie sous forme d'ondes sphériques s'accompagne d'une décroissance de l'amplitude de ces ondes. Un raisonnement simple montre que l'amplitude est inversement proportionnelle à la distance (figure 7). Si le milieu de propagation est élastique, seule l'atténuation géométrique est prise en compte (relation 1); si le milieu est anélastique, la décroissance de l'amplitude est également fonction du paramètre  $q$  qui décrit le caractère dissipatif du milieu de propagation (relation 2).



atténuation géométrique seule :

$$Y = \frac{k}{R} \quad (2.1-1)$$

atténuation géométrique et atténuation anélastique :

$$Y = \frac{k}{R} e^{-qR} \quad (2.1-2)$$

Figure 2.1-7 : La propagation des ondes s'accompagne d'une atténuation de l'amplitude de celle-ci. L'amplitude des ondes ( $Y$ ) est inversement proportionnelle à la distance ( $R$ ),  $k$  représente l'énergie libérée à la source.

Sachant que la magnitude est une mesure de l'énergie libérée par le séisme, on aboutit à la relation suivante (pour un milieu de propagation élastique):

$$\log(Y) = a \cdot M + b \cdot \log(R) + c \quad (2.1-3)$$

où  $Y$  est l'amplitude des ondes,  $M$  la magnitude du séisme et  $R$  la distance entre la source et le point d'observation,  $a$ ,  $b$  et  $c$  sont les coefficients de la loi d'atténuation. Le passage de la relation (1) à la relation (3) nécessite l'introduction d'une constante (ici notée " $c$ "). Dans la pratique, l'effet de site est pris en compte par l'intermédiaire du coefficient  $c$  :

$$\log(Y) = a \cdot M + b \cdot \log(R) + c_{site1} \quad (2.1-4)$$

$$\log(Y) = a \cdot M + b \cdot \log(R) + c_{site2} \quad (2.1-5)$$

Parmi les nombreux paramètres qui permettent de décrire le mouvement sismique, le plus utilisé est le spectre de réponse. Dans ce cas la variable  $Y$  est remplacée par  $PSA$  (pseudo-accélération dépendant de la fréquence), on obtient finalement une relation définissant une loi d'atténuation en ordonnées spectrales avec prise en compte de l'effet de site :

$$\log(PSA(f)) = a(f) \cdot M + b(f) \cdot \log(R) + c(i, f) \quad (2.1-6)$$

Dans le cas où l'on considère un milieu dissipatif, l'équation (2.1-6) devient :

$$\log(PSA(f)) = a(f) \cdot M + b(f) \cdot R - \log(R) + c(i, f) \quad (2.1-7)$$

Il existe un très grand nombre de lois d'atténuation publiées, elles diffèrent par le modèle d'atténuation (avec ou sans atténuation anélastique), les paramètres de source (certaines



lois permettent de préciser le mécanisme focal), les définitions de la magnitude (magnitude locale, magnitude d'ondes de surface, et magnitude de moment) et les définitions de la distance (distance épacentrale, distance hypocentrale, distance la plus courte à la projection en surface de la zone de rupture, distance la plus courte à la zone de rupture). Elles diffèrent également par les données et la méthode de calcul (inversion) qui sont utilisées pour calculer les coefficients.

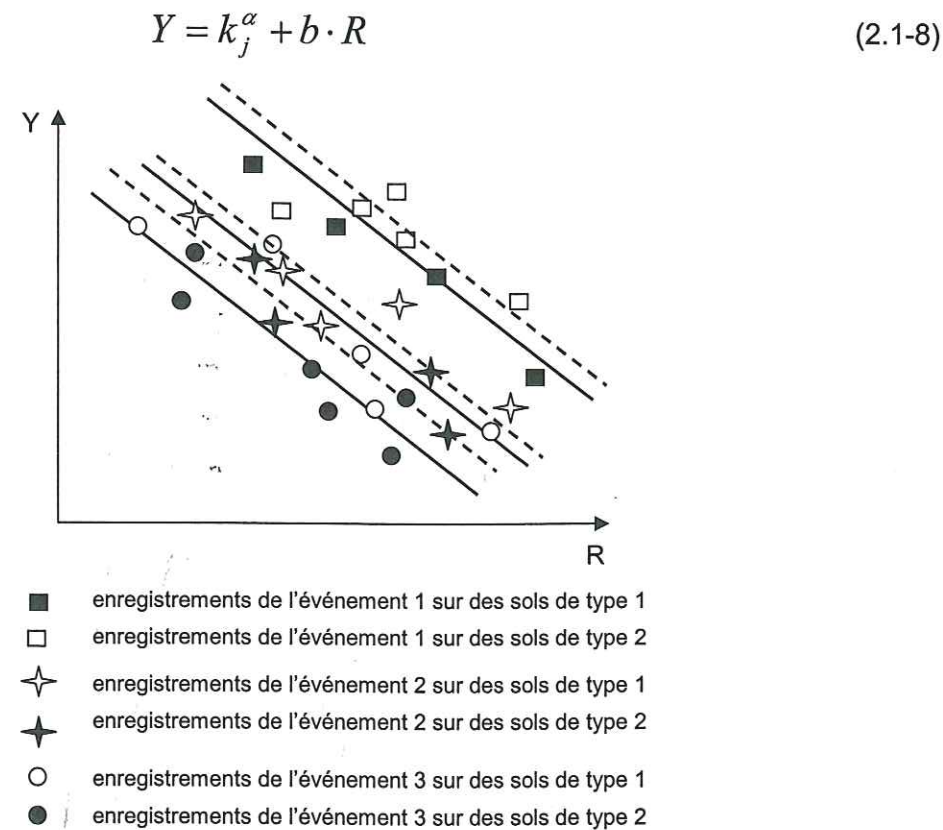


Figure 2.1-8 : Première étape de l'inversion.

Dans cette étude, nous avons utilisé les données du réseau japonais K-NET et la méthode d'inversion en deux étapes proposée par Fukushima et Tanaka (1990). Le coefficient de distance  $b$  est déterminé à la première étape de l'inversion. Dans cette étape on suppose que  $b$  est le même pour tous les groupes d'enregistrements, un groupe est constitué des enregistrements du séisme  $j$  sur des sols de type  $\alpha$ . Une variable provisoire  $k_j^\alpha$  est associée à chaque groupe d'enregistrements. Les coefficients de magnitude et de site ( $a$  et  $c$ ) sont déterminés à la deuxième étape. Dans cette étape, chaque groupe d'enregistrements est décrit par un couple  $(M, k_j^\alpha)$ , on détermine alors un coefficient  $a$  pour l'ensemble des groupes et un coefficient  $c$  pour chaque catégorie de site.

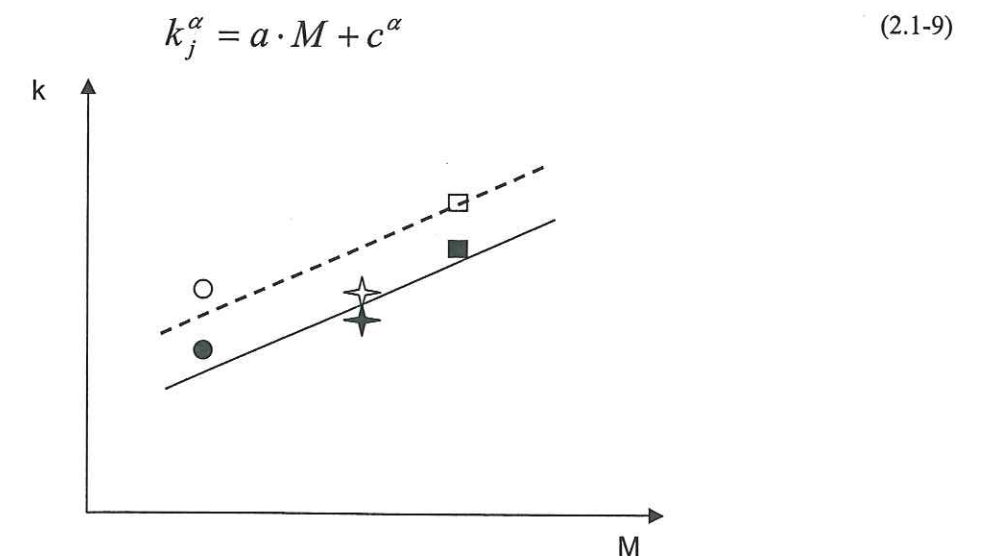


Figure 2.1-9 : Deuxième étape de l'inversion.

Dans la première partie de la présente thèse, plusieurs lois d'atténuations sont proposées, la relation (2.1-7) est utilisée dans les chapitres 2.2 et 2.3, la relation (2.1-6) est utilisée au chapitre 2.4, dans tous les cas c'est la même méthode d'inversion qui est utilisée (présentée ci-dessus). Dans tous les cas nous utilisons la magnitude JMA et distance hypocentrale en kilomètres.

### 2.1.3. Plan de la première partie

Nous allons dans cette première partie, répondre aux questions suivantes :

1. Que peuvent apporter les données du réseau K-NET à la prise en compte réglementaire des effets de site ?
2. L'effet de site peut être dû à des structures profondes, VS30 est-il le meilleur paramètre possible pour décrire l'effet de site ?
3. Peut-on envisager une classification de site pour la durée, l'intensité et autres paramètres du mouvement sismique ?
4. Les lois empiriques permettent-elles de prendre en compte l'effet de site non linéaire ?

Les deux derniers points sont traités dans le même chapitre (2.4).

## 2.2. Contribution des données du réseau K-NET à la prise en compte des effets de site dans les règlements parasismiques

Article paru dans « Journal of Earthquake Engineering », vol. 5, N°1 (2001) 13-33, sous le titre :

**seismic design regulation codes: contribution of K-NET data to site effect evaluation**

P. Lussou, P.Y. Bard, F. Cotton and Y. Fukushima

### Abstract

The purpose of this study is to compare the site effect section of building codes (EC8 and UBC97) with the set of data provided by the Kyoshin network. In order to obtain a set of site coefficients and spectral shapes, we have first deduced an attenuation law for both horizontal and vertical motion. Site conditions are represented by the shear velocity averaged over the upper 30 m ( $V_s^{30}$ ). Our site classification (4 categories similar to those proposed in the new EC8 and the UBC97) is based on borehole investigations at every station. This classification has permitted to distinguish clearly four response spectra which demonstrates the efficiency of  $V_s^{30}$  as characterizing site conditions. Our law is then used to test site coefficients and spectral shapes of building codes EC8 and UBC97. Concerning spectral shapes and site coefficients, our results are found to be in good agreement with EC8 and UBC97 only if category B ( $400 < V_s^{30} < 800 \text{ m/s}$ ) is taken as reference. We also conclude that a site which is characterized as "rock" on geological criteria can not generally be classified in category A ( $V_s^{30} > 800 \text{ m/s}$ ). This suggests that classification in category A should be based only on field measurements. Concerning vertical motion, our analysis of the K-NET data shows that the ratio  $a_v/a_h$  (vertical peak ground acceleration over horizontal peak ground acceleration) is between 0.50 and 0.68.

### 2.2.1. Introduction

Various methods are used to assess seismic motion for building design. In some cases a design response spectra is found by using a design earthquake associated with an attenuation law. These ground motion attenuation relations predict ground motion parameters (in general acceleration or velocity response spectra) through the use of a simplified model in which the effects of the earthquake source, the effects of wave propagation from the source to the site and the effects of the site conditions are represented by three scalars: magnitude, distance and site coefficient. In other cases (most cases



actually), the design is based on locally enforced building codes. Recent examples of such codes are the Uniform Building Code in the U.S. (UBC97 1997, following Borchardt works (1994)) and the current version of Eurocode 8 (1999) in Europe (this document is still under discussion). In these codes, site effects are quantified through the assignment of a site-specific amplification factor and a site-specific spectral shape. A limited number of soil classes are defined according to the mechanical properties and thickness of superficial layers.

In principle these class-specific spectral shapes and site coefficients should be based on comprehensive statistical analysis of existing data set and/or realistic numerical computations. Unfortunately, very often, for existing strong motion records, the site conditions are not known with enough detail and reliability. This is the case for instance, for most of the European data (Ambraseys et al., 1996) where borehole geotechnical studies have been performed only for a few sites. By contrast, at each recording station of the Kyoshin network established shortly after the Kobe 1995 earthquake to investigate the characteristics of ground motion, the velocity structure beneath the site has been investigated by down-hole measurement to a depth of 10 to 20 meters. In addition, the network is located in a very active seismic zone, allowing to gather thousands of data in few years. Those two reasons make the Kyoshin network a very good tool for evaluating site effects. The data collected by the new Japanese network provide a unique opportunity to test site amplification factors and spectral shapes used in Building Codes like the EC8 or site coefficients of recent attenuation laws.

In this paper, the data of Kyoshin network are used to deduce an attenuation law for horizontal and vertical motion with a site classification similar to the EC8 and UBC97 classification. This law is compared to other recent attenuation laws which take into account site classification. The law is then used to test site coefficients and spectral shapes of building codes EC8 and UBC97. Finally, possible improvements for building codes are proposed concerning rock sites classification and assessment of vertical motion.

## 2.2.2. Data used in this study

The records of Kyoshin network for the years 1996, 1997 and 1998 have been used in this study. These data have been provided by the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. For each earthquake, the Japan Meteorological Agency (JMA) has determined the origin time, epicenter location, and magnitude (Kinoshita 1998). The total number of records is greater than 20.000. One of the goals of this study is to compare the attenuation law obtained with K-NET data with two other attenuation laws: Ambraseys et al.

(1996) and Boore et al. (1997) which consider only shallow events. For this reason, data obtained for earthquakes with a magnitude higher than 3.5 and a depth lower than 20 km have been selected. This simple selection process excludes most of the data produced by deep subduction earthquakes or data which are not significant for seismic hazard studies. The partial data set is made of 3011 three-component records produced by 102 earthquakes (Table 2.2-1), with homogeneous determination of JMA magnitude and hypocentral distance (Figure 2.2-1).

Magnitude	Number of earthquakes	Number of three components records
$3.5 \leq M_{JMA} < 4$	20	236
$4 \leq M_{JMA} < 4.5$	27	489
$4.5 \leq M_{JMA} < 5$	32	909
$5 \leq M_{JMA} < 5.5$	11	532
$5.5 \leq M_{JMA} < 6$	7	353
$6 \leq M_{JMA} < 6.5$	5	492
total	102	3011

Table 2.2-1: Presentation of K-NET data, distribution of earthquakes and records as a function of magnitude.

All K-NET stations are installed at free-field sites and each record is characterized by a good determination of site conditions: for each recording station the S-waves velocity has been measured by down-hole method to a depth of 10 to 20 meters. As it is the common use in codes and attenuation relations the mean value of the S-waves velocity of soil beneath the site down to 30 meters ( $V_s^{30}$ ) has been used as variable to represent site conditions.

In order to calculate the  $V_s^{30}$  for every station, the deeper value of measured S-waves velocity has been extrapolated down to 30 meters. Then  $V_s^{30}$  is taken as:

$$V_s = \frac{30}{\sum \frac{Th_i}{V_{s_i}}} \quad (2.2-1)$$

where  $Th_i$  is the thickness of layer  $i$  and the velocity of layer  $i$ . The station MYG011 profile shown in Table 2.2-2 lead to  $V_s^{30} = 471$  m/s. The distribution of  $V_s^{30}$  for all K-NET stations is shown on Figure 2.2-2.



depth	measured profile	profile considered for $V_s^{30}$
0 - 1 m	130	130
1 - 3 m	270	270
3 - 7 m	390	390
7 - 10 m	610	610
10 - 30 m	not investigated	610

Table 2.2-2: S-wave profiles for station MYG011.

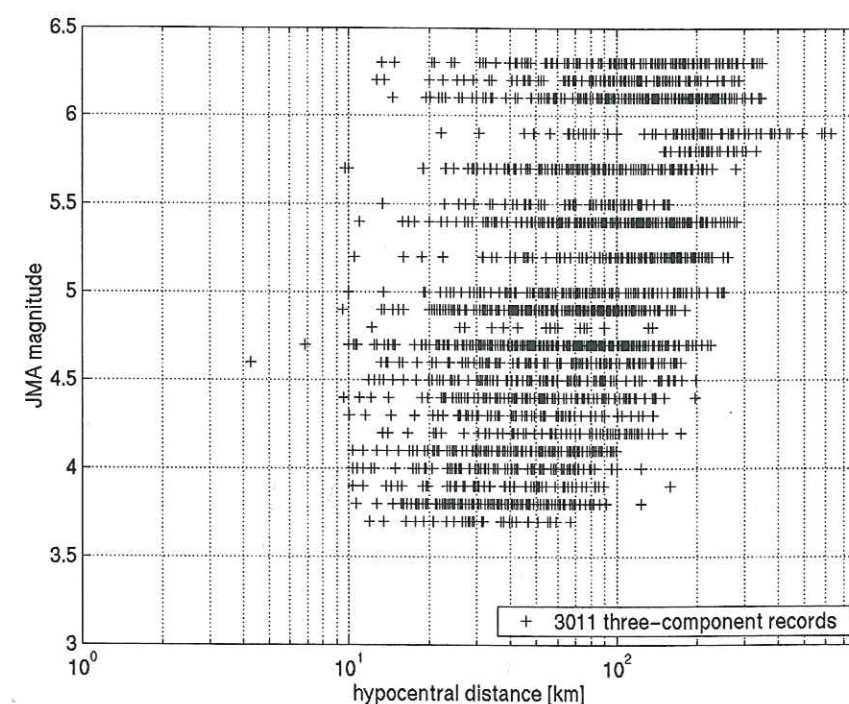


Figure 2.2-1: Distribution of the 3011 records used in this study in magnitude-distance.

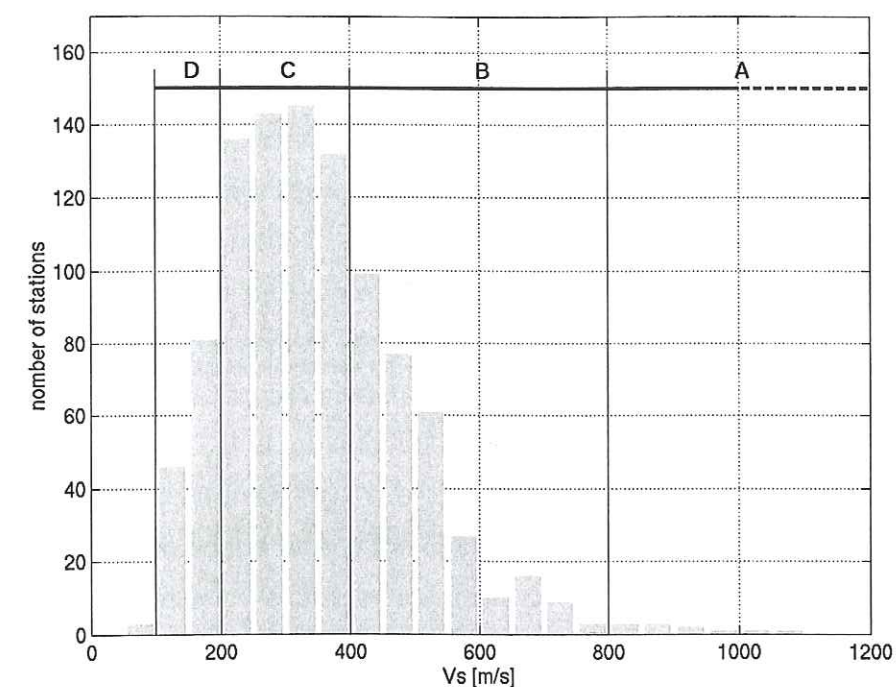


Figure 2.2-2: Distribution of K-NET station number versus  $V_s^{30}$ .

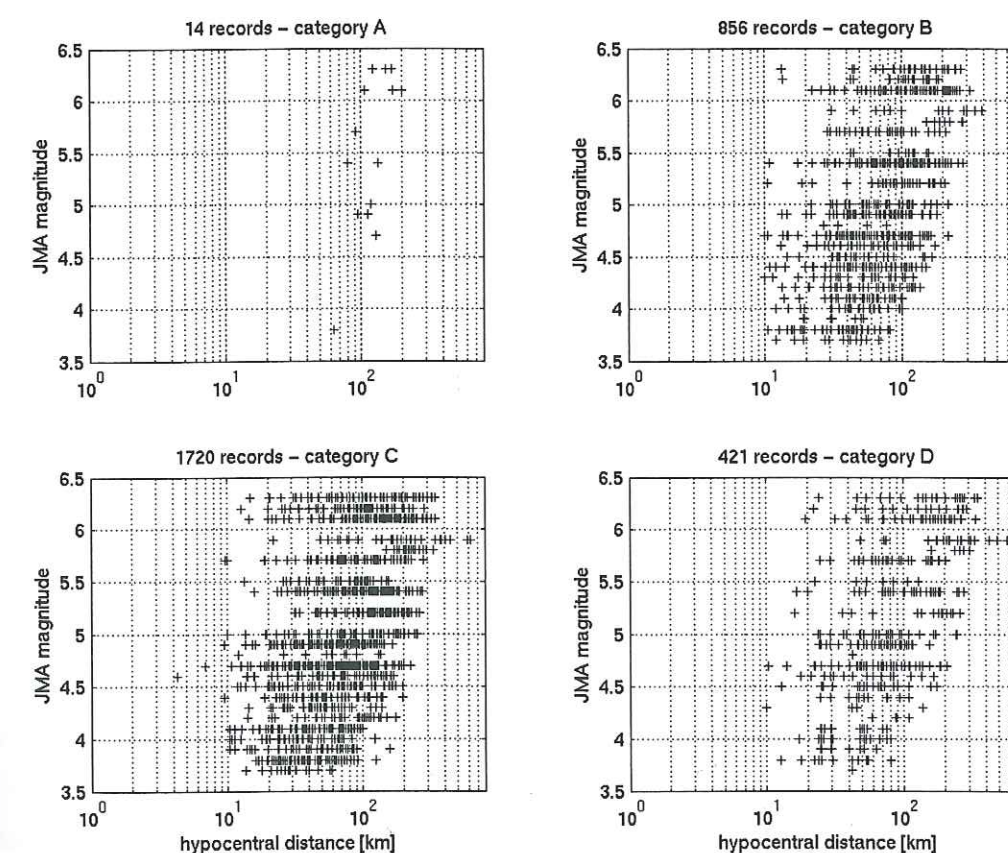


Figure 2.2-3: Distribution of records in magnitude-distance for categories A, B, C and D.



### 2.2.3. Determination of an Attenuation Law using the Velocity Based Site Characterization.

#### 2.2.3.1 Site Classification

In this study, four categories of site condition have been defined according to  $V_s^{30}$ . This classification is the same as the one proposed in the current draft version of EC8 (December 1999) and is slightly different from UBC97 classification. Limiting values between classes A, B, C and D are respectively 800, 400, 200 and 100 m/s in EC8 and 760, 360 and 180 m/s in UBC97. Figure 2.2-3 shows the distribution of records in magnitude and distance for each site condition (one point represents one three-component record). For the three categories B, C and D, the data covers very well the range of MJ from 3.5 to 6.3 and distances from 10 km to 200 km. However, for category A, we observe a significant lack of data, especially for distances lower than 60 km. This lack of data is not due to a lack of events but to the very low number of stations in category A. This point will be discussed later.

#### 2.2.3.2 Method used to Calculate the Attenuation Law

For the horizontal ground motion estimation, 6022 (3011x2) accelerograms have been analysed with the two steps regression analysis developed by Fukushima and Tanaka (1990). The empirical attenuation law obtained through this analysis is equal to:

$$\log(PSA(f)) = a(f) \cdot M + b(f) \cdot R - \log(R) + c(i, f) \quad (2.2-2)$$

where PSA is the 5% damping pseudo-acceleration in  $\text{cm/s}^2$ , M is JMA magnitude and R is the hypocentral distance in kilometers. The coefficients a, b and c are frequency dependent, coefficient c also depends on site category. For the vertical ground motion estimation, 3011 accelerograms have been analyzed using the same method.

This empirical attenuation law corresponds to a simple point source with geometrical spreading in addition to anelastic attenuation. It does not account for the saturation of ground motion amplitude at short distances. Given the absence of large magnitude events in our data set ( $3.5 \leq M_j \leq 6.3$ ), we think that this shortcoming does not introduce any significant bias in the results.

Due to the extreme quality of K-NET95 recorders, the K-NET records do not require any instrumental response correction (Kinoshita, 1998; Takahashi et al., 2000). We have computed the response spectra up to 50Hz in order to assimilate the PGA to the pseudo-acceleration at 50 Hz.

The two-step regression analysis was performed for 63 values of frequency from 0.1 to 50 Hz. In the first stage of the analysis, the distance dependence was determined assuming identical  $b(f)$  for all events. In the same time, dummy variables were introduced for site condition dependence and the individual events. In the second stage, the magnitude coefficient  $a(f)$  and the site condition coefficients  $c(i, f)$  were obtained using the derived  $b(f)$  in the first stage. Error propagation from the first to second stage was minimized by taking in consideration the whole data set even in the second stage (Fukushima and Tanaka, 1992).

Finally, for a given couple magnitude-distance chosen inside the range of validity of this attenuation law ( $3.5 \leq M_j \leq 6.3$  and  $10 \leq R \leq 200 \text{ km}$ ), and for both horizontal (Figure 2.2-4) and vertical (Figure 2.2-5) motions, four response spectra can be obtained corresponding to four categories of soil. For both horizontal and vertical components, the coefficients to be used in (2.2-2) are listed in *Annexe 2*. The values of standard deviation are also listed in *Annexe 2*. Figure 2.2-6 shows that the introduction of site classification has permitted to reduce the standard deviation. The site coefficients variations are shown on Figure 2.2-7 and Figure 2.2-8. The differences that appear between the four spectra clearly show that sediments amplify the seismic motion. These figures also show that the shape of response spectra for categories A, B and C are quite similar. The category D response spectra are shifted toward low frequencies.

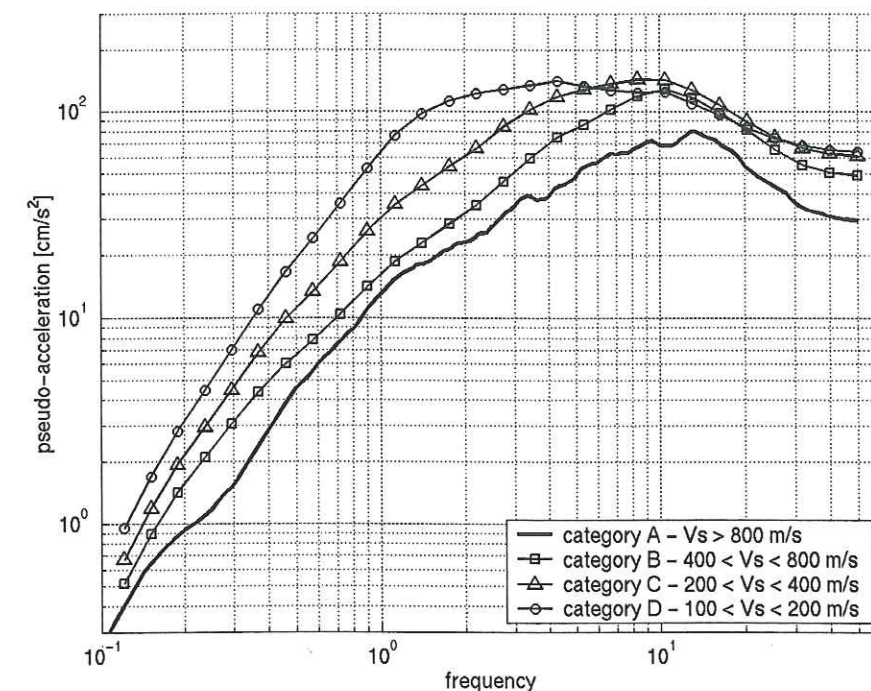


Figure 2.2-4: Four horizontal 5 percent response spectra obtained by this study according to category of soil (MJ=6 and R=30 km).



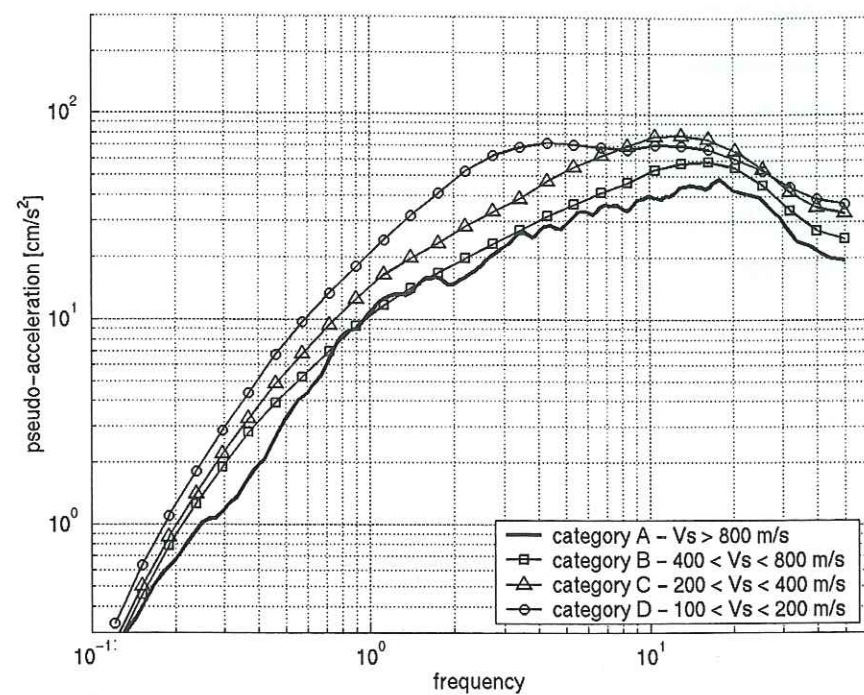


Figure 2.2-5: Four vertical 5 percent response spectra obtained by this study according to category of soil (MJ=6 and R=30 km).

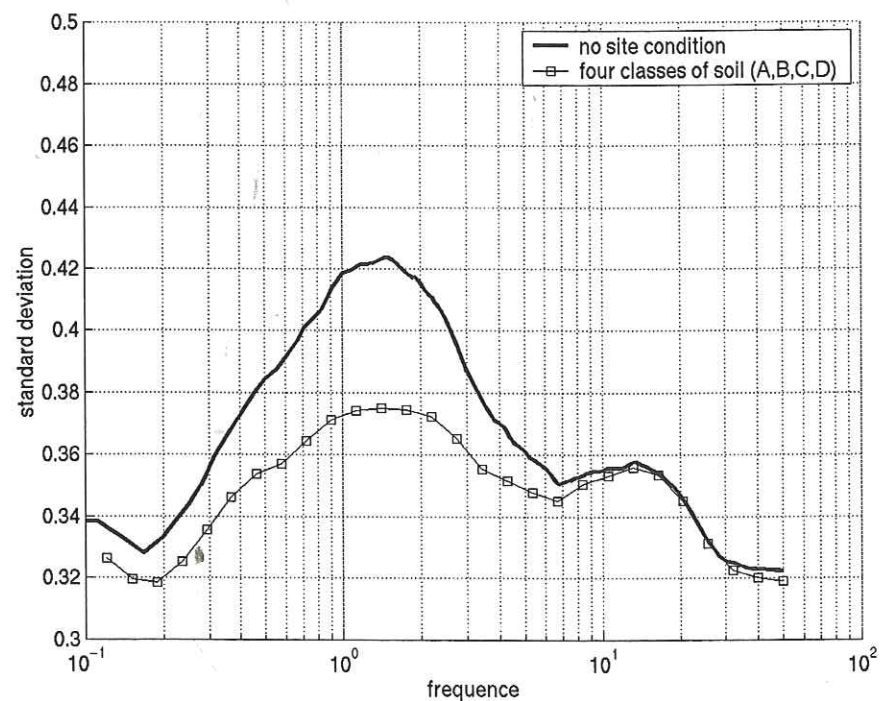


Figure 2.2-6: Variation of standard deviation versus frequency for the case of no site conditions and the case presented in this study with four categories of sites.

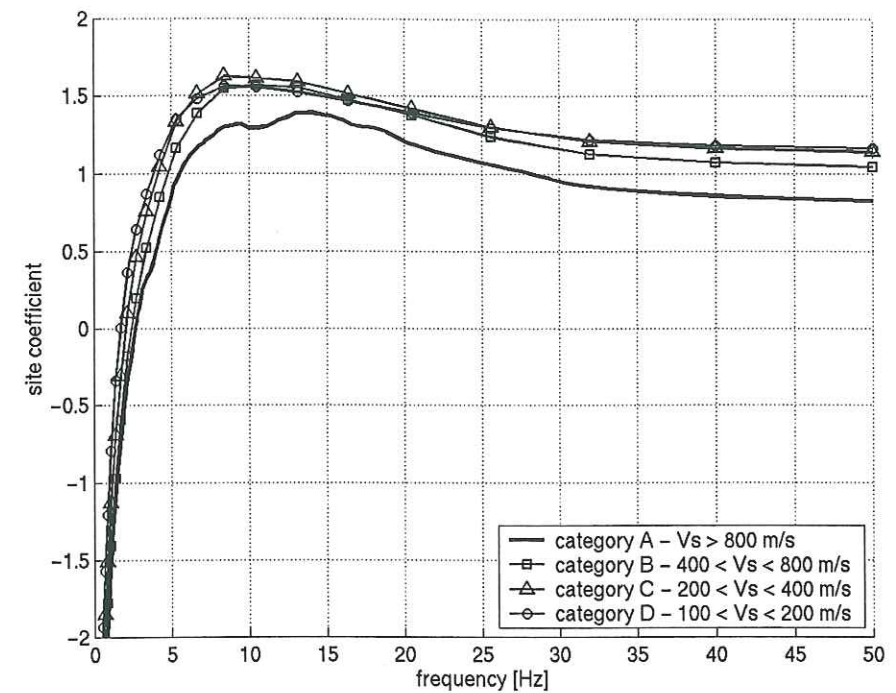


Figure 2.2-7: Variation of site coefficients versus frequency for horizontal motion.

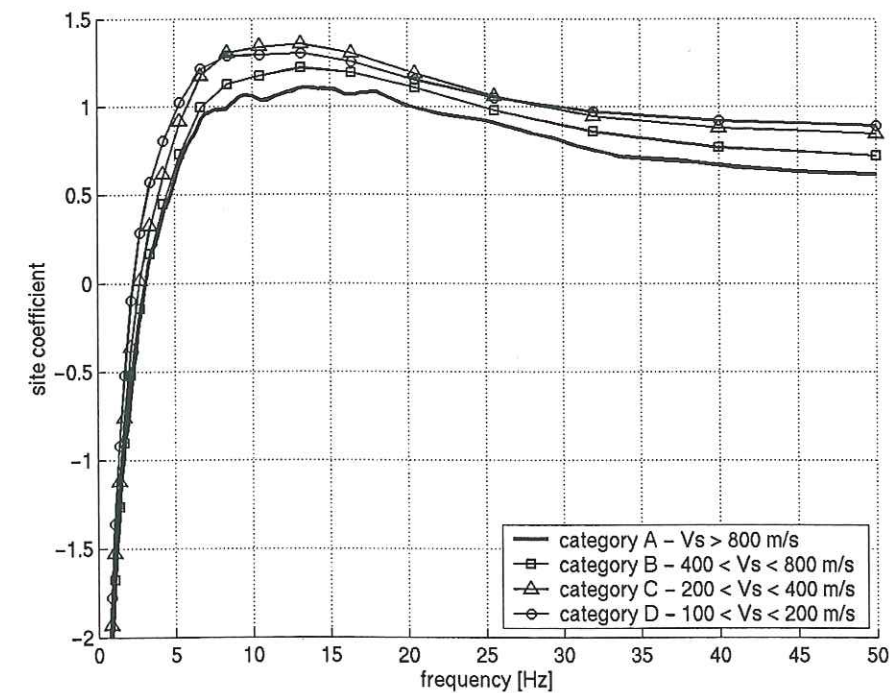


Figure 2.2-8: Variation of site coefficients versus frequency for vertical motion.



### 2.2.3.3 Comparison with Other Published Response Spectral Attenuation Laws.

Our attenuation law has been compared to three other recent laws which take into account site characterization; one from European data: Ambraseys et al. (1996), one from Western North American data: Boore et al. (1997) and one from K-NET data: Shabestari and Yamazaki (2000). The empirical attenuation law of Ambraseys et al. (1996) has been derived with a data set of 422 records generated by 157 earthquakes in Europe and adjacent regions (Algeria, Iran, Turkey, and the former USSR). The classes of site geology have been defined by the following ranges of average  $V_s$ : rock (R) > 750 m/s; stiff soil (A) 360-750 m/s; soft soil (S) 180-360, and very soft soil (L) < 180 m/s. The data set of the empirical attenuation law of Boore et al. (1997) for response spectra is made up of 112 pairs of records which come entirely from North America. Site conditions are not specified by categories but directly by the value of  $V_s^{30}$  (recommended values of  $V_s^{30}$  for rock and soil are 620 m/s and 310 m/s respectively). The data set used by Shabestari and Yamazaki (2000) consist of 6,017 records from 94 events with a JMA magnitude equal or greater than 5. The limitation in focal depth is 200 km. In this attenuation relation, site conditions are taken into account by a site coefficient for each station. For these three laws, the equation gives ground motion in terms of magnitude, distance and site condition. Boore et al. (1997) also distinguish focal mechanism: strike-slip, reverse-slip and unspecified, whereas we didn't specify any mechanism in this comparison. Shabestari and Yamazaki also consider focal depth. Table 2.2-3 presents the magnitude and distance definition and the associated range of validity of these laws (in Table 2.2-3,  $M_s$  is surface waves magnitude,  $M_J$  is JMA magnitude,  $M_w$  is moment magnitude,  $R_1$  is hypocentral distance,  $R_2$  is the closest horizontal distance from the site to a point on the earth's surface that lies directly above the rupture.  $R_3$  is the shortest distance between the source and the site).

law	Magnitude range of validity	Distance range of validity
Ambraseys et al. 1996	$4 \leq M_s \leq 7.5$	$1 \leq R_2 \leq 200 \text{ km}$
Boore et al. 1997	$5.5 \leq M_w \leq 7.5$	$R_2 \leq 80 \text{ km}$
This Study	$3.5 \leq M_J \leq 6.3$	$10 \leq R_1 \leq 200 \text{ km}$
Shabestari and Yamazaki	$5 \leq M_J \leq 6.6$	$10 \leq R_3 \leq 200 \text{ km}$

Table 2.2-3: Presentation of parameters used by different laws and their range of validity.

For the European law and the American one, site classification result from both interpretation of geological data and field measurement. In Boore et al. (1997), for 70 pairs of records among 112, the site classification is based on a nearby borehole (but distance to the station is not specified). Site classification in Ambraseys et al. (1996) is mainly based on geological

qualitative evaluations since few strong motion sites have been studied with borehole geotechnical works in Europe. Shabestari and Yamazaki (2000) do not apply any site classification, each of the 823 recording stations has his own site coefficients. We have gathered and averaged all the spectra of stations belonging to the same category A (9 stations), B (241 stations), C (459 stations) or D (111 stations). The comments about Figure 2.2-9 and Figure 2.2-10 can be separated into two paragraphs:

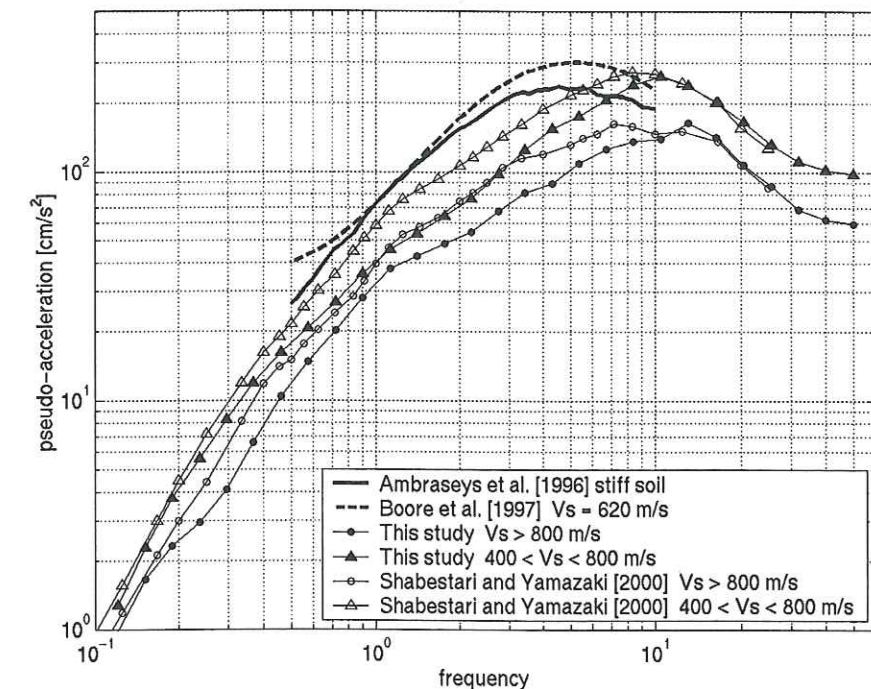


Figure 2.2-9: KNET spectra A and B compared to Boore et al. (1997), Ambraseys et al. (1996) and Shabestari and Yamazaki (2000) for stiff soil ( $M_J = M_S = M_w = 6.3$  and  $R_1 = r = R_3 = 20 \text{ km}$ ).

#### Comparison between our relation and the one of Shabestari and Yamazaki (2000).

On Figure 2.2-9 and Figure 2.2-10, we can see that for high frequencies the two laws fit very well. Whereas for frequencies between 0.1 and 10 Hz the law of Shabestari and Yamazaki predict a higher level than our law. This is probably due to the difference of data set: we have selected only shallow events (depth 20 km), whereas Shabestari and Yamazaki (2000) have chosen a limit depth of 200 km (therefore their data set contain several magnitude 6.6 events). The averaging of site-specific spectra category by category has also permitted to distinguish clearly four response spectra which demonstrates the efficiency of  $V_s^{30}$  (resulting from field measurements) as characterizing the site conditions.



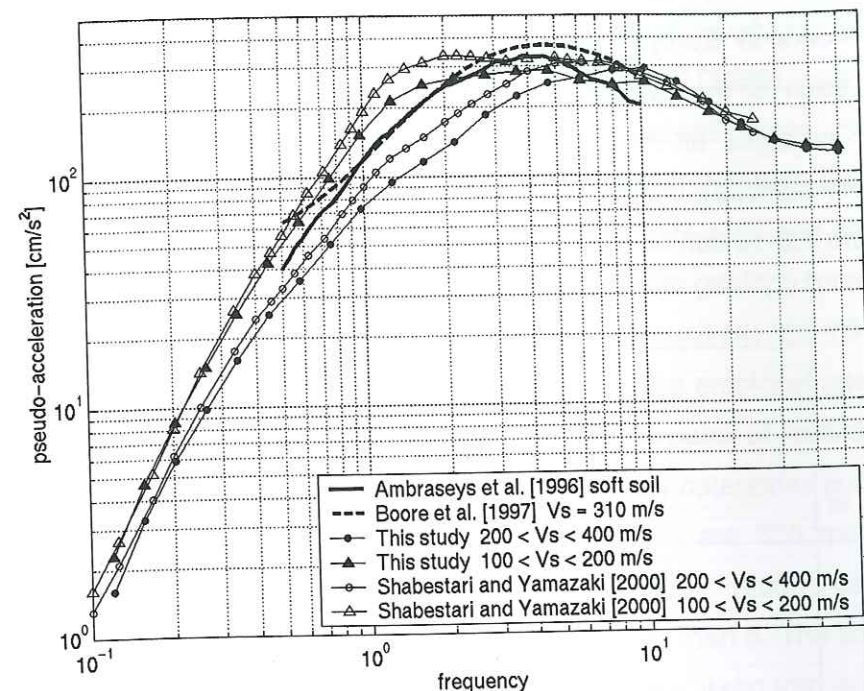


Figure 2.2-10: KNET spectra C and D compared to Boore et al.(1997), Ambraseys et al. (1996) and Shabestari and Yamazaki (2000) for soft soil site (MJ = MS = MW = 6.3 and R1 = r = R3 = 20km).

#### Comparison between K-NET relations and the ones of Ambraseys et al. (1996) and Boore et al. (1997)

Figure 2.2-9 shows that K-NET laws predict a lower motion than the two others laws for response spectra on stiff soil. It may due to three reasons: (1) real difference of crust properties in Japan and Europe or North America, (2) differences in magnitude and distance definition, and (3) differences in site conditions consideration. Heaton et al. (1986) have made comparison between several magnitude definitions; they show that, for values of MW between 6 and 7,  $M_s$  and  $M_j$  are close to each other and give a good estimation of  $M_w$ . Even though they observe that the JMA magnitude slightly overestimates moment magnitude and surface-waves magnitude: this result contributes to accentuate the difference between K-NET spectra and the others. However, Figure 2.2-9 and Figure 2.2-10 also clearly show that the differences between K-NET results and the prediction of other laws are less important for soft soil than for rock sites. This fact tends to demonstrate that the way of taking into account site conditions has great impact on the differences we observe on Figure 2.2-9. This point will be discussed later.

#### 2.2.3.4 Comparison with Other Published Peak Ground Acceleration Attenuation (PGA) Laws.

In addition to the differences coming from magnitude definition and site effect considerations, the equation of motion which is used for the regression can also have an influence on the differences we observe on Figure 2.2-9. In order to test this hypothesis, we also show a comparison between the peak ground acceleration attenuation law derived from the K-NET data and the two PGA attenuation laws of Ambraseys et al. (1996) and Boore et al. (1997) (Shabestari and Yamazaki (2000) have not derived a PGA attenuation law). Eq. (2.2-3) is a result of this study, it has been obtained by replacing in Eq. (2.2-2) the coefficients a, b and c with their values given in table 4 for a frequency of 50 Hz; the site conditions have been taken as category B ( $400 < V_s^{30} < 800$  m/s). In Eq. (2.2-4) (Ambraseys et al., 1996), the site conditions are taken as "stiff soil" ( $360 < V_s^{30} < 750$  m/s) and in Eq. (2.2-5) (Boore et al., 1997),  $V_s^{30}=620$  m/s.

$$\log PGA = 0.3629 \cdot M_j - 1.928 \cdot 10^{-3} \cdot R_1 - \log(R_1) + 1.046 \quad (2.2-3)$$

$$\log PGA = \log 981 - 1.48 + 0.266 \cdot M_s - 0.922 \cdot \log(r) + 0.117 \quad (2.2-4)$$

$$\ln PGA = \ln 981 - 0.242 + 0.527 \cdot (M_w - 6) - 0.778 \cdot \ln(r) - 0.371 \cdot \ln \frac{620}{1396} \quad (2.2-5)$$

In Eqs. (4) and (5),  $r = \sqrt{R_2^2 + h^2}$ , where h is a coefficient given the by authors ( $h=5.57$  km for Boore et al. (1997) and  $h=3.5$  km for Ambraseys et al. (1997)). In Eqs. (2.2-3), (2.2-4) and (2.2-5), distance is in km and PGA in  $\text{cm/s}^2$ . The comparison presented on Figure 2.2-11 makes the hypothesis that  $r = R_1$  (valid for a vertical fault plane and considering h as hypocentral depth).

Before commenting this figure, let's underline that Ambraseys et al. (1996) and Boore et al. (1997) describe the distance attenuation with only geometrical spreading (" $\alpha \log R$ " model) whereas this study (as Fukushima and Tanaka (1990) and Shabestari and Yamazaki (2000)) uses anelastic attenuation in addition to geometrical spreading (" $\alpha \cdot R - \log R$ " model) to describe distance attenuation. The two models " $\alpha \log R$ " and " $\alpha \cdot R - \log R$ " have their own particularities and can be used to describe the properties of crust in Europe and Western North America or in Japan. Figure 2.2-11 shows that the attenuation model can also explain some of the differences observed on Figure 2.2-9. Nevertheless it does not explain the fact that the differences between K-NET laws and the two others are less important for soil than



for rock, therefore we can conclude that the definition of site condition has a great importance.

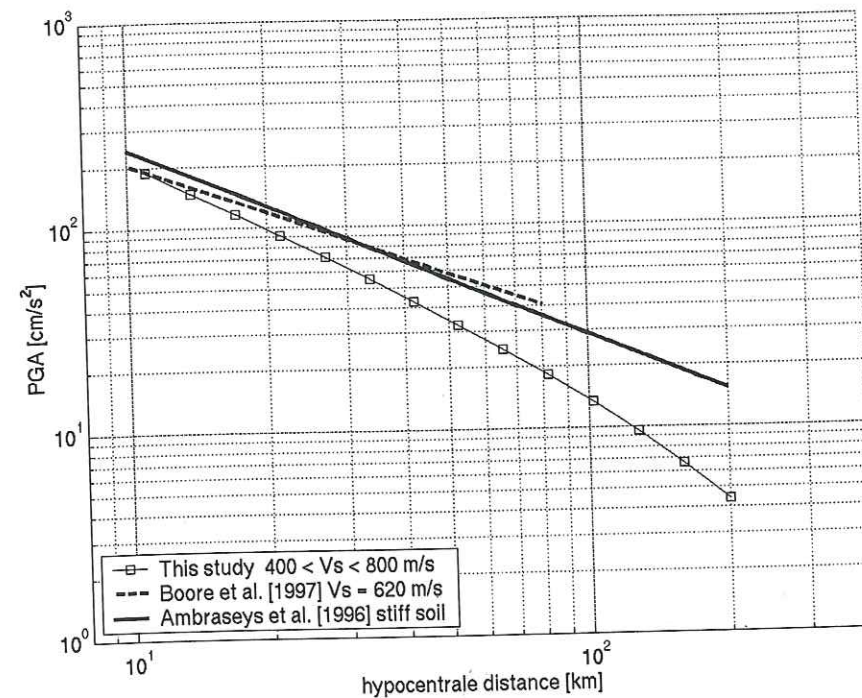


Figure 2.2-11: K-NET PGA attenuation law compared to Boore et al. (1997) and Ambraseys et al. (1996) laws ( $M_J = M_S = M_W = 6.3$  and  $R1 = r$ ).

## 2.2.4. Comparison With Spectral Shapes And Site Coefficient of Building Codes

In this part, the results of this study are compared to site effect evaluation in seismic design regulation codes. We consider here the classical method used in UBC97 and EUROCODE 8 (the current version of EUROCODE 8 of December 1999 is used): the seismic motion is defined as a normalized response spectra associated with a zone coefficient  $a_N$  or  $Z$  and a site coefficient  $S$ .

### 2.2.4.1 Horizontal Motion

Concerning site coefficients, Table 2.2-4 shows a comparison between several sets of coefficients: K-NET<sub>A</sub> and K-NET<sub>B</sub> are based on this study, the reference category is taken as category A and B respectively. The site coefficients for category  $i$  are obtained as follows:

$$\log S(i) = c(i, 50 \text{ Hz}) - c(\text{ref}, 50 \text{ Hz}) \quad (2.2-6)$$

where  $c(i, 50 \text{ Hz})$  is given in *Annexe 2*. The sets EC8<sub>type1</sub> and EC8<sub>type2</sub> have to be applied in high and low seismicity context respectively. The UBC97 proposes five sets of coefficients according to the seismic zone (subscript value is  $a_{\max, \text{rock}}$  expressed in  $g$ ).

EC8 and K- NET categories range of $V_s^{30}$ [m/s]	A > 800	B 400 - 800	C 200 - 400	D 100 – 200	
UBC categories range of $V_s^{30}$ [m/s]	A <sup>UBC</sup> > 1500	B <sup>UBC</sup> 760 – 1500	C <sup>UBC</sup> 360 – 760	D <sup>UBC</sup> 180 - 360	E <sup>UBC</sup> < 180
K-NET <sub>A</sub>	1	1	1.65	2.06	2.17
K-NET <sub>B</sub>	0.61	0.61	1	1.25	1.32
EC8 <sub>type1</sub>	1	1	1	1.2	1.2
EC8 <sub>type2</sub>	1	1	1.1	1.5	1.8
UBC <sub>0.08g</sub>	0.75	1	1.13	1.5	2.38
UBC <sub>0.15g</sub>	0.8	1	1.2	1.47	2
UBC <sub>0.2g</sub>	0.8	1	1.2	1.4	1.7
UBC <sub>0.3g</sub>	0.8	1	1.1	1.2	1.2
UBC <sub>0.4g</sub>	0.8	1	1	1.1	0.9

Table 2.2-4: Sets of site coefficients for horizontal motion proposed in this study, by EC8 (December 1999), and by UBC97 (these coefficients don't suit near-field situations).

### Comments on Site Coefficients for Categories C and D

If category A is taken as reference, the site coefficients for categories B and C are largely overestimated whereas category D coefficient seems to be reasonable (lower than 2.38 which is proposed for UBC<sub>0.08g</sub>). If B is taken as reference, the K-NET results are comparable to those proposed by EC8 and UBC for both categories C and D (between EC8<sub>type1</sub> and EC8<sub>type2</sub> sets and between UBC<sub>0.2g</sub> and UBC<sub>0.3g</sub> sets). Given that K-NET coefficients do not specify any motion level, we can consider that the three proposals are in good agreement.

### Comments on Site Coefficients for Categories A and B

Using K-NET data, the ratio of B coefficient to A coefficient ( $S^B/S^A$ ) equal 1.65 whereas for both EC8 and UBC97,  $S^B/S^A$  never exceed 1.2. However let's note that a ratio of 1.5 is found between category C<sup>UBC</sup><sub>0.08g</sub> (equivalent to B) and A<sup>UBC</sup><sub>0.08g</sub> (included in A). This heterogeneity of values suggests that the designation "geological rock" actually covers a set of very heterogeneous materials. We can wonder if some classifications which are not based on field measurements could have lead to overestimating  $V_s^{30}$  for stiff soils. This point will be



discussed later. The high value of  $S^B/S^A$  for K-NET can also be due to the long-distance repartition of records for category A.

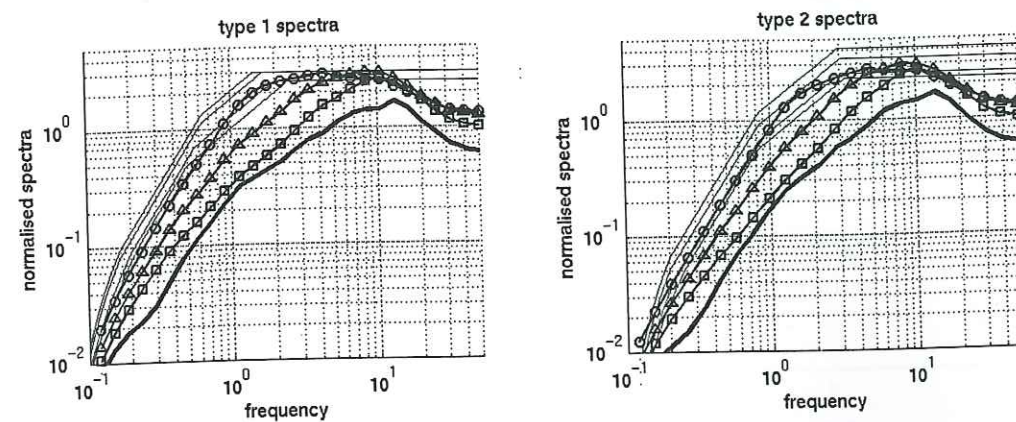


Figure 2.2-12: Comparison of normalised response spectra proposed by the EC8 and those obtained in this study. The shape of EC8 spectra depend on soil condition and seismicity level (type 1 and type 2).

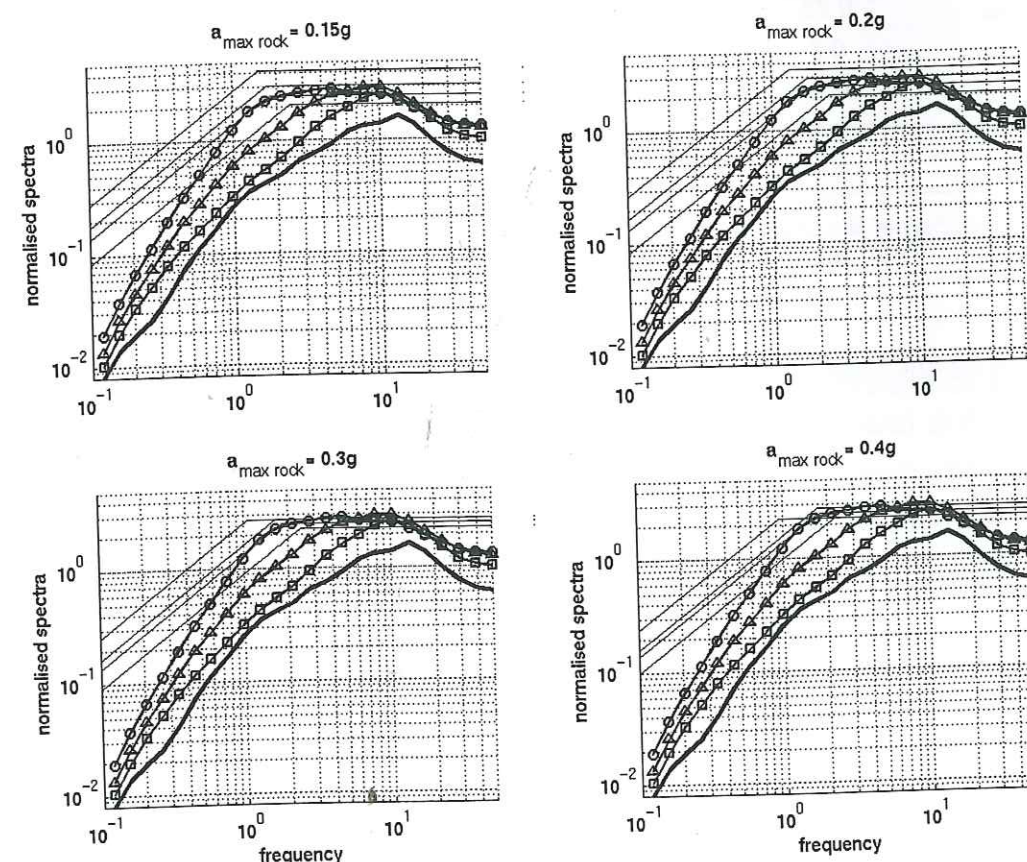


Figure 2.2-13: Comparison of normalised response spectra proposed by the UBC97 and those obtained in this study. The shape of UBC97 spectra depend on soil condition and seismic zone.

#### Comments on spectral shapes

Figure 2.2-12 and Figure 2.2-13 show horizontal motion response spectra proposed by respectively EC8 and UBC97 compared to those obtained by the attenuation law of this

study (K-NET spectra). In Figure 2.2-12 (K-NET compared to EC8<sub>type1</sub> and EC8<sub>type2</sub>), the response spectra have been normalized by the PGA of category B. In figure 13 (K-NET compared to UBC<sub>0.15g</sub>, UBC<sub>0.2g</sub>, UBC<sub>0.3g</sub> and UBC<sub>0.4g</sub>) the response spectra have been normalized by the PGA of category CUBC equivalent to the category B of our study. Figure 2.2-12 and Figure 2.2-13 show the decrease of site coefficients when the nominal acceleration increases (particularly for category E<sup>UBC</sup> which is considered to de-amplify for strong motion) which expresses the non linear behaviour of soils. Because of the linear method that is employed for the calculation of response spectra, nonlinearity is not taken into account by our attenuation law. Concerning frequency content, K-NET spectra, as design spectra, show a dependence of frequency content on site conditions (the corner frequency decreases with soil velocity).

#### 2.2.4.2 Vertical Motion

In the EC8 building code, the peak vertical ground acceleration ( $a_v$ ) is used to define the vertical response spectrum. This peak is defined according to the peak horizontal ground acceleration ( $a_h$ ) and a ratio between  $a_h$  and  $a_v$ . This ratio  $a_v/a_h$  is equal to 0.9 for type 1 vertical spectra and 0.45 for type 2 vertical spectra. The K-NET data show that this ratio is between 0.50 to 0.68 (Table 2.2-5). However, the high values of category A (between 0.65 and 0.66) might be considered as low confidence values because of the poor repartition of data in category A (in Table 2.2-5, the character \* indicate low confidence values).

Magnitude	Distance	Site Condition			
		Site A	Site B	Site C	Site D
5	15	0.66*	0.51	0.54	0.57
5	30	0.65*	0.50	0.53	0.56
6.3	15	0.68*	0.52	0.56	0.59
6.3	30	0.66*	0.51	0.55	0.58

Table 2.2-5: Ratios of predicted PGA of vertical motion over predicted PGA of horizontal motion.

It should also be noted that, in the EC8 building code, the ordinates of the vertical response spectrum are independent of the subsoil class. The analysis of the K-NET data does not show this feature (Table 2.2-5). For example, the site coefficient is equal to 1.5 between site category D and site category B for vertical motion. This site coefficient is even larger than the horizontal one (equal 1.3 between site category D and site category B for horizontal motion).

In the UBC97, it is recommended to let the vertical response spectra equal to 2/3 of the horizontal one. In that case, the dependence of the vertical motion on the soil category is taken into account.



In both EC8 and UBC97, the  $a_v/a_h$  ratio does not depend on magnitude and distance (except in the special case of near-field motion for UBC97), the examples of Table 2.2-6 illustrate that our analysis of K-NET data agree with this result.

category	A	B	C	D
KNET (A)	1	1.27	1.69	1.88
KNET (B)	0.79	1	1.33	1.48

Table 2.2-6: Vertical motion site coefficients for K-NET.

## 2.2.5. Discussion and Conclusion

### 2.2.5.1 What is a rock site ?

The fact that the comparison between various empirical laws shows a bigger variation for rock conditions than for soil conditions suggests that sites defined as "rock sites" have different physical properties in Japan, Europe and Western United States despite similar site definition. In Japan, velocity structure beneath the sites of the Kyoshin network was investigated by down-hole measurements at each station. This is not the case for European stations where site definition is based mostly on surface qualitative geological observations. Several borehole studies have recently shown that rock outcrops have their own site response because of low S waves velocities (Steidl et al., 1996; Riepl et al., 1998). These low wave velocities in rock are mainly due to the weathering which is difficult to evaluate "by eyes". To test this hypothesis, we have used the K-NET data to compare qualitative rock geological characterizations and quantitative geophysical characterizations. As a matter of fact, in addition to geotechnical measurements, the K-NET site characterization provides a geological soil profile. These valuable soil data provide the opportunity to compare qualitative rock geological characterizations and quantitative geophysical characterizations on a large number of stations. Figure 2.2-14 shows the distribution of deepest measured values of  $V_s$  for all stations whose geological soil profile reaches a "geological rock". This comparison shows that the mean S velocity of a "geological rock" is equal to 550 m/sec. It shows also a great variation on velocities characteristics of these rocks. Finally it confirms that few sites characterized by rock on geological criteria have S wave velocities larger than 800 m/sec.

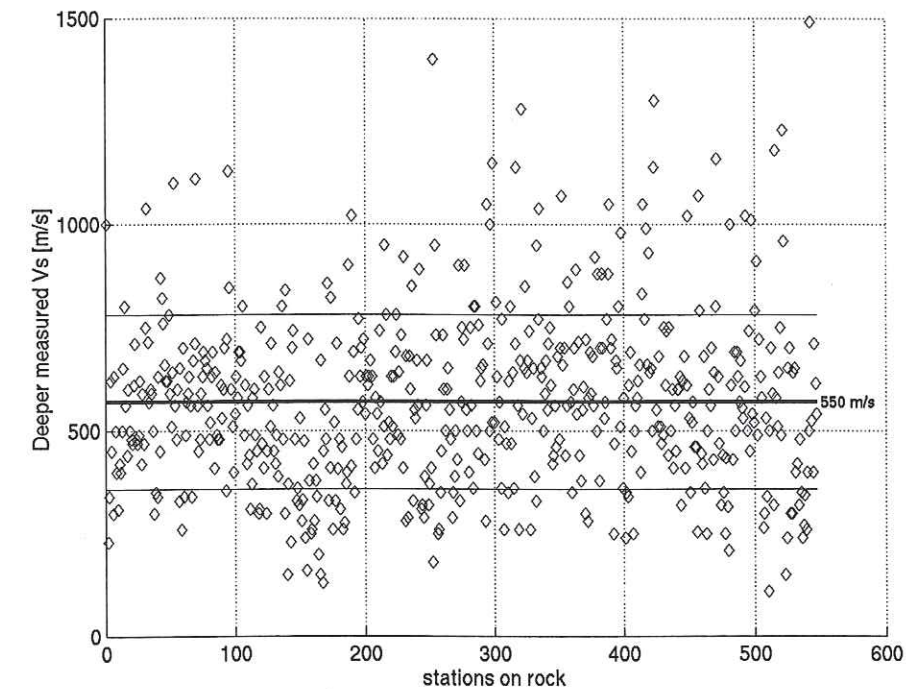


Figure 2.2-14: Distribution of deepest measured values of VS for stations on "rock".

### 2.2.5.2 EC8 Building code possible improvements.

- About  $V_s^{30}$  as variable to characterize site conditions. It should be first noticed that the classification we have used have permitted to distinguish clearly four response spectra. This is evidence in favor of  $V_s^{30}$  as a parameter characterizing site conditions. Of course, improvements can be envisaged: Boore et al. (1997) have already mentioned the fact that the ideal parameter would be shear-wave velocity to a depth of one-quarter wavelength for the period of interest. We can also add that  $V_s^{30}$  does not account for geometrical characteristics of a site. The same value of  $V_s^{30}$  can be affected to a site with a smooth variation of soil properties as well as one with strong gradient. These two configurations can have a non negligible influence on seismic motion (especially on frequency content). However we have to keep in mind that codes and standards may not cover in detail all design situations, specific situations require specialized geotechnical earthquake engineers. Finally we can consider that a classification based on  $V_s^{30}$  is a good compromise between a too simple and a too much complicated guideline. The question then is to evaluate  $V_s^{30}$  when there are no in situ measurements available.
- Considering that the reference rock site corresponds to category B ( $600 < V_s^{30} < 800$  m/s) rather than category A, Table 2.2-4 may suggest that site coefficient for category A in building codes should be decreased. However,



quantifying this decrease will be difficult as long as the category A distribution remains so poor. Actually, as mentioned before, a "geological rock" does not necessarily correspond to category A. This suggests that classification in category A must be based on geotechnical field measurements. If a conservative design is required, any "geological rock" may be classified in category B.

- Concerning vertical motion, in both EC8 and UBC97 building codes, the vertical motion is defined according to horizontal motion by the use of the ratio  $a_v/a_h$  (vertical peak ground acceleration over horizontal peak ground acceleration). Our analysis of the K-NET data shows that this ratio is between 0.50 to 0.68. This result shows that the  $a_v/a_h$  ratio proposed in the EC8 building code is overestimated for type 1 vertical response spectrum and underestimated for type 2 vertical spectrum.
- The decrease of site coefficients when the nominal acceleration increases (particularly for category  $E^{UBC}$  which is considered to de-amplify for strong motion) expresses the non linear behaviour of soils. Because of the linear method that is employed for the calculation of response spectra, nonlinearity can not be pointed out by the attenuation law developed in this study. Specific studies have to be carried out in order to quantify nonlinearity.

#### Acknowledgement

We specially thank National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention for providing K-NET Data, specials thank for Professor Kinoshita. We thank Myriam Bour for providing codes. We also thank Oona Scotti and Catherine Berge-Thierry for careful internal review.

## 2.3. Effet de site pour les lois d'atténuation : $V_s^{30}$ est-il le meilleur paramètre de classification ?

Article soumis au « Bulletin of the seismological Society of America » sous le titre :

**Site classification for attenuation laws: is  $V_s^{30}$  the best parameter ?**

Lussou P., P.-Y. Bard, F. Cotton, Y. Fukushima

#### Abstract

The data of Kyoshin network (K-NET) are used to deduce three attenuation laws in term of acceleration response spectra. In a first stage, site conditions are represented by the shear velocity averaged over the upper 30 m ( $V_s^{30}$ ). In the second stage, two new site characterization systems are developed : one based on  $F_0$ , and another based on both  $V_s^{30}$  and  $F_0$  where  $F_0$  is the fundamental resonance frequency deduced from horizontal to vertical spectral ratio (HVSr) on seismic events. We show that site classification based on  $V_s^{30}$  and site classification based on  $F_0$  lead to the same standard deviation. Therefore, in the case where no geotechnical data are available, the  $F_0$ -attenuation law allows to calculate site-specific ground motion and in the case where geotechnical data are available, the coupled  $V_s^{30}/F_0$  attenuation law leads to improve site-specific ground motion. We also show that in the particular case of deep alluvium valley with consolidated soil at the surface,  $F_0$ -attenuation is better than the two others.

#### 2.3.1. Introduction

For both site-specific design and regional hazard mapping, attenuations laws are used to predict ground motion in term of velocity or acceleration response spectra. In these laws, the effects of the earthquake source, the effects of wave propagation from the source to the site and the effects of the site conditions are represented by three scalars: magnitude, distance and site coefficient.

In order to reduce the uncertainty in ground motion prediction, more realistic representations of the source, path and site effects are needed. First, as more strong motion data become available, global ground motion models are supplemented by regional ground motion models, and several authors have introduced such regional attenuation laws: for western United States (e.g Joyner and Boore 1981, Boore et al., 1997), for Japan (Fukushima and Tanaka, 1990), for Europe (Ambraseys et al., 1996), for subduction zones (Crouse et al.



1988) or for interplate and intraplate events (Abrahamson and Litehiser, 1989). Moreover, Boore et al. (1997) accounts for focal mechanism by specifying strike-slip or reverse-slip earthquakes. To add informations about source and path effects, Abrahamson et Silva (1997) also proposed to distinguish hanging wall and foot wall. These improvements have been obtained thanks to the recent increase of strong motion records.

Considering site conditions, the first classification system was based on 'soil' and 'rock' distinction (Joyner and Boore 1981). Then appeared site classification based on  $V_s^{30}$ : the shear wave velocity of the upper 30 meters (e.g. Boore et al. 1993, Ambraseys 1996). Boore et al. 1994 changed the site-effect term to a continuous function of shear wave velocity at a depth of 30 m. The use of shear wave velocity as a site classification criteria has the main advantage of being based on an objective measure which affects ground motion in a way that can be modeled. However, in most cases, there was no geotechnical measurement at the recording site, the classification has been deduced from geological informations.

The publication of attenuation laws with site classification based on in-situ measurement of  $V_s^{30}$  for each station became possible thank to the Kyoshin network (Shabestari and Yamazaki 2000, Lussou et al. 2001). These studies have confirmed that sites which have been characterized as "rock" on geological criteria can not be assumed to have  $V_s^{30} > 800$  m/s as it has been done in some previous attenuation laws. This phenomena which can be called "rock site effect" has already been pointed out by Boore et al. (1997) who have recommended the value of 620 m/s for rock sites.

However site characterisation based on  $V_s^{30}$  has also his weaknesses. Firstly, because of the lack of data mainly due to the cost of in-situ measurement, this method can not be applied to sites that lack shear wave velocity measurements. Secondly, because of the ambiguity of  $V_s^{30}$ : two different sites with the same  $V_s^{30}$  can have very different site responses. Figure 2.3-1 shows clearly this point: the averaged velocity measured in upper layers of the stations MIE008 and HKD093 are similar (respectively 254 m/s and 251 m/s) whereas the predominant resonance frequency of these sites (measured on HVSr) are respectively 3.2 and 0.5 Hz. Because of this strong difference of the resonance frequency, the site effects on these two sites are quite different. Moreover deeper geological structure such as sedimentary basins may have strong influence on site effects which are not taken into account trough a simple site classification based on measurements in the upper layers.

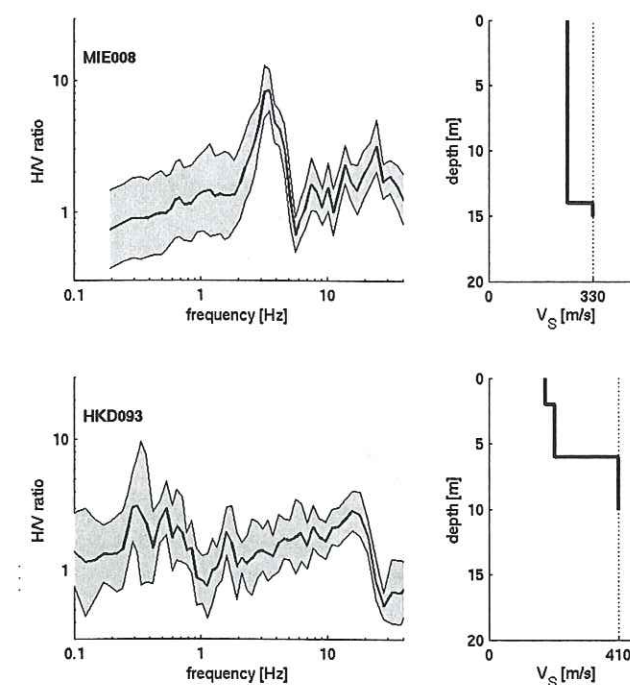


Figure 2.3-1: H over V spectral ratio and S wave velocity deduced from in situ measurements for the K-NET stations MIE008 and HKD093.

Because of these major shortcomings of the  $V_s^{30}$  classification, we developed two new site characterization systems: one based on  $F_0$ , and another based on both  $V_s^{30}$  and  $F_0$  where

- $V_s^{30}$  is the averaged shear waves velocity deduced from in situ measurements in the last 30 meters,
- $F_0$  is the fundamental resonance frequency deduced from horizontal to vertical (HVSr) ratio on seismic events.

These two parameters have been calculated for more than 900 K-NET stations. Then we deduced three attenuation laws using three different site classification systems. This study is entirely based on data from Kyoshin network.

### 2.3.2. The data set

The selected acceleration records consist of 4705 three-components sets from 90 earthquakes, with the JMA magnitude equal or greater than 5.0 and focal depth equal or lower than 50 km. These data were recorded by K-NET95-type accelerometers at 918 free field sites from January 1996 to June 2000. These data have been provided by the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. For each earthquake, the



Japan Meteorological Agency (JMA) has determined the origin time, epicenter location, and magnitude (Kinoshita 1998).

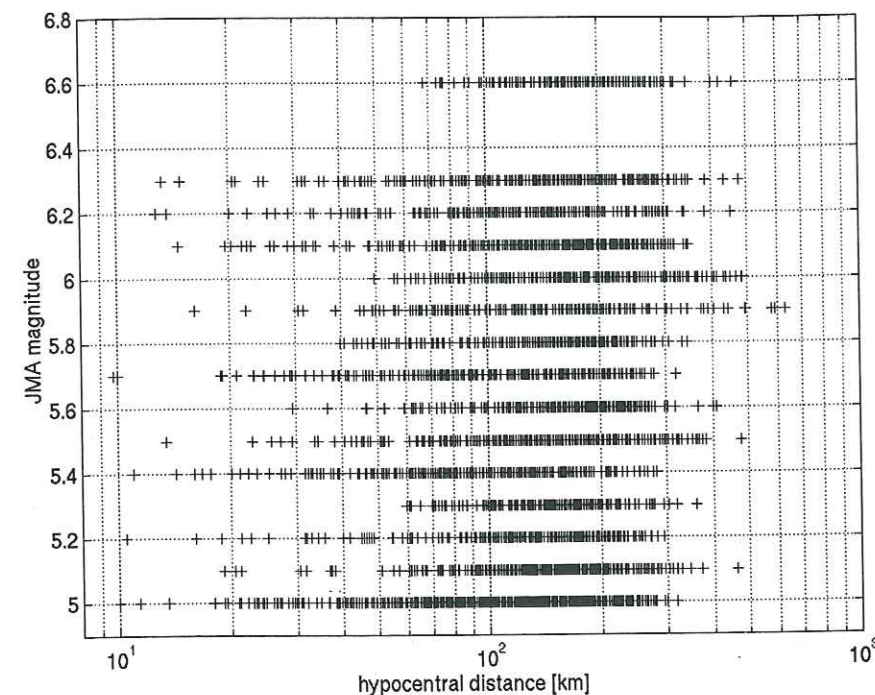


Figure 2.3-2: Magnitude and distance distribution of the 4705 records used in this study.

### 2.3.3. Site characterisation

#### 2.3.3.1 Geotechnical informations

All K-NET stations are installed at free-field sites and, for each site, the S-waves velocity has been measured by down-hole method to a depth of 10 to 20 meters. In order to calculate the  $V_s^{30}$  for each station, the deeper value of measured S-waves velocity has been extrapolated down to 30 meters. Then  $V_s^{30}$  is taken as:

$$V_s = \frac{30}{\sum \frac{Th_i}{V_{s_i}}} \quad (2.3-1)$$

where  $Th_i$  is the thickness of layer  $i$  and the velocity of layer  $i$ . The example of station MYG011 is shown in Table 2.3-1, this profile leads to  $V_s^{30} = 471$  m/s.

depth	measured profile	profile considered for $V_s^{30}$
0 - 1 m	130	130
1 - 3 m	270	270
3 - 7 m	390	390
7 - 10 m	610	610
10 - 30 m	not investigated	610

Table 2.3-1: S-wave profiles for station MYG011

#### 2.3.3.2 Fundamental resonance frequency of Knet stations.

The spectral ratio of the horizontal component over the vertical component of earthquake records can be used to find the site resonance frequency. This method (HVSR : Horizontal to Vertical Spectral Ratio) is obviously interesting because of its simplicity and economy. This method has been applied to wide sets of weak and strong motion data (e.g. Riepl et al., 1998, Bonilla et al., 1997). These studies have shown that the HVRS shape exhibits a good experimental stability and that this method can be used to point out the fundamental resonance frequency of a site.

In this study, the HVSR has been calculated for each record of the data set. Then, the mean HVSR for each station was calculated (to appear in the data set, one station needs to have recorded at least 10 events) and smoothed. Finally,  $F_0$  is taken as the abscise of the maximum of HVSR.

#### 2.3.4. Attenuation model and regression analysis.

For the ground motion estimation, the data set has been analyzed with the two steps regression analysis developed by Fukushima and Tanaka [1990]. The empirical attenuation law obtained through this analysis is equal to:

$$\log(PSA(f)) = a(f) \cdot M + b(f) \cdot R - \log(R) + c(i, f) \quad (2.3-2)$$

where PSA is the 5% damping pseudo-acceleration in  $\text{cm/s}^2$ ,  $M$  is JMA magnitude and  $R$  is the hypocentral distance in kilometers. The coefficients  $a$ ,  $b$  and  $c$  are frequency dependent, coefficient  $c$  also depends on site category. This empirical attenuation law corresponds to a simple point source with geometrical spreading in addition to anelastic attenuation. It does not account for the saturation of ground motion amplitude at short distances. The physical basis of this law are discussed in details in Fukushima and Tanaka (1990). Due to the high quality of K-NET95 recorders, the K-NET records do not require any instrumental response correction (Kinoshita, 1998; Takahashi et al., 2000). In the first stage of the analysis, the



distance dependence was determined assuming identical  $b(f)$  for all events. In the same time, dummy variables were introduced for site condition dependence and the individual events. In the second stage, the magnitude coefficient  $a(f)$  and the site condition coefficients  $c(i,f)$  were obtained using the derived  $b(f)$  in the first stage. Error propagation from the first to second stage was minimized by taking in consideration the whole data set even in the second stage (Fukushima and Tanaka, 1992).

## 2.3.5. Results with three different site classification systems

### 2.3.5.1 $V_s^{30}$ attenuation law : site classification based on $V_s^{30}$

The site classification system presented in this part is based on in-situ measurement of  $V_s^{30}$ . Limiting values between classes A, B, C and D are respectively 800, 400, 200 and 100 m/s. Figure 2.3-3 and Table 2.3-2 show the distribution of K-NET stations in this classification system. The coefficients to be used in Eq. (2.3-2) are listed in *Annexe 2*. The differences that appear between the four spectra (Figure 2.3-4) clearly show that sediments amplify the seismic motion. This figure also shows that the shape of response spectra for categories A and B are quite similar, the categories C and D response spectra are shifted toward low frequencies. The fact that frequency content varies with  $V_s^{30}$  classification is a consequence of the correlation between the two parameters  $V_s^{30}$  and  $F_0$  which is clearly visible on Figure 2.3-3.

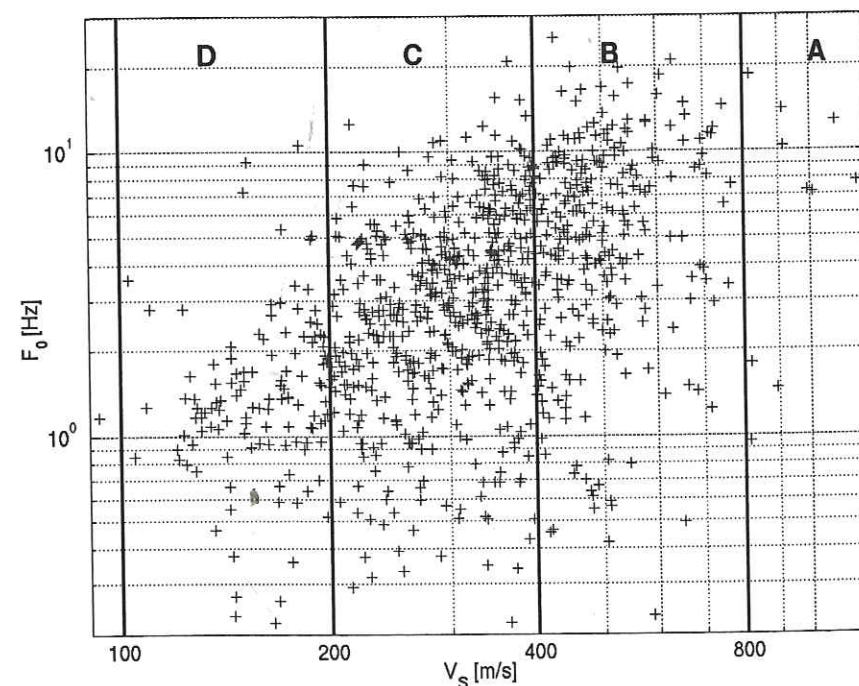


Figure 2.3-3: Distribution of K-NET data according to their values of  $V_s^{30}$  and  $F_0$ . Vertical thick lines show the  $V_s^{30}$  site classification.

Categorie	$V_s^{30}$ limiting value	number of sites	number of records
A	800	11	38
B	400 - 800	258	1201
C	200 - 400	493	2758
D	100 - 200	117	695

Table 2.3-2: Distribution of K-NET data in  $V_s^{30}$  classification.

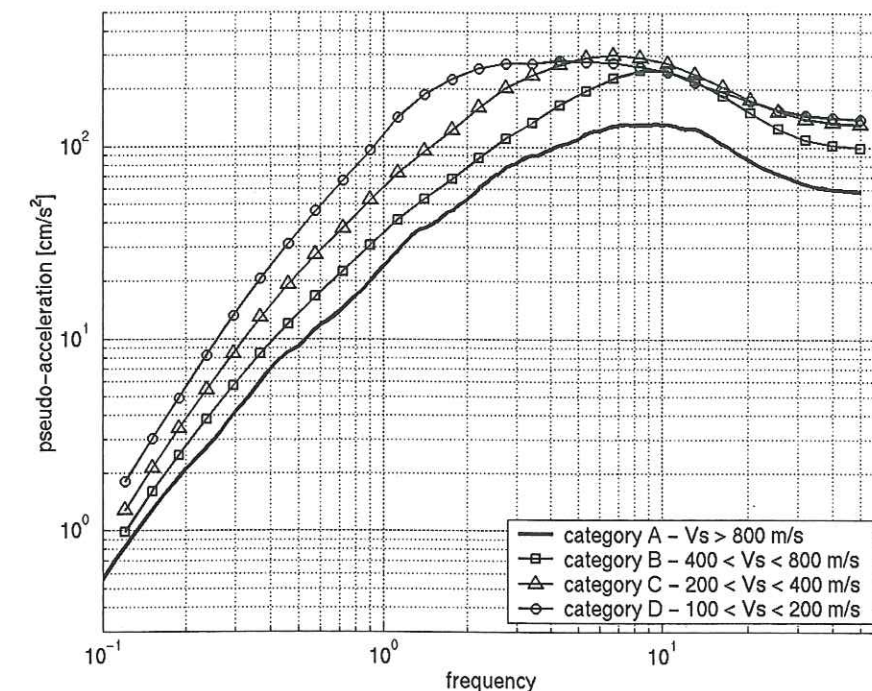


Figure 2.3-4: Horizontal response spectra (5 percent damping) obtained by this study according to  $V_s^{30}$  categories of soil A, B, C and D.

Figure 2.3-5 presents a comparison between Lussou et al. (2001) and this study. For the same values of magnitude, distance and site condition, this study predicts a significantly higher level. This difference is only due to the difference of data set (Table 2.3-3), the data-set used in this study includes deeper earthquakes (until 50 kilometres depth) compared to the data-set used in Lussou et al. (2001) where only earthquakes located in the upper 20 kilometres had been selected. Such results confirm that deep earthquakes produce larger motion compared to superficial ones for the same epicentral distance. This phenomenon can be considered physically with the styles of wave propagation. At large distance the peak ground acceleration is controlled by surface waves for superficial events and with a mix of body wave and surface wave for deep earthquakes. Further, the depth events may have high stress drop.



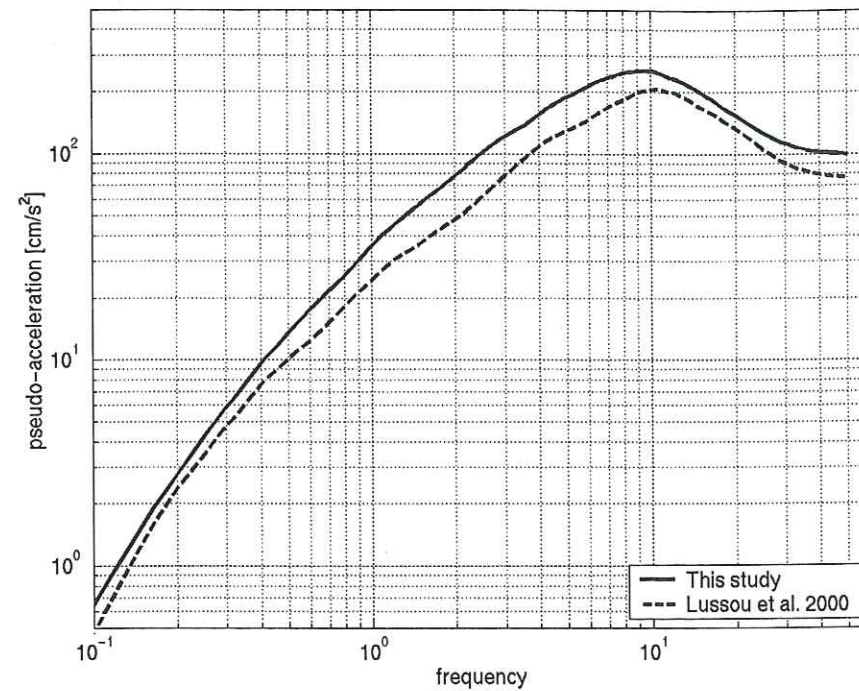


Figure 2.3-5: Horizontal response spectra (soil category B, M=6, R=20km) obtained in this study compared to results of Lussou et al., 2001.

Attenuation relation	period	range of magnitude	range of distance	maximal depth	number of records
Lussou et al. 2001	January 1996 to December 1998	3.5 - 6.3	10-600	20	3011
This study	January 1996 to June 2000	5 - 6.6	10-600	50	4705

Table 2.3-3: data set description for this study and Lussou et al. 2001.

### 2.3.5.2 $F_0$ attenuation laws : site classification based on $F_0$

The site classification system presented in this part is based on the fundamental resonance frequency deduced from horizontal to vertical (HVSr) spectral ratio computed on seismic events. Three classes has been defined, the limiting values of theses classes are 0.1, 1.5, 6, and 25 Hz. Figure 2.3-6 and Table 2.3-4 show the distribution of K-NET stations in this classification system.

The determined coefficients according to Eq. (2.3-2) are listed in *Annexe 2*. Figure 2.3-7 shows an example of response spectra obtained for  $M = 6$  and  $R = 20$  km. The differences are quite strong between 1 and 10 Hz, whereas predicted PGA are not affected by this  $F_0$  site classification.

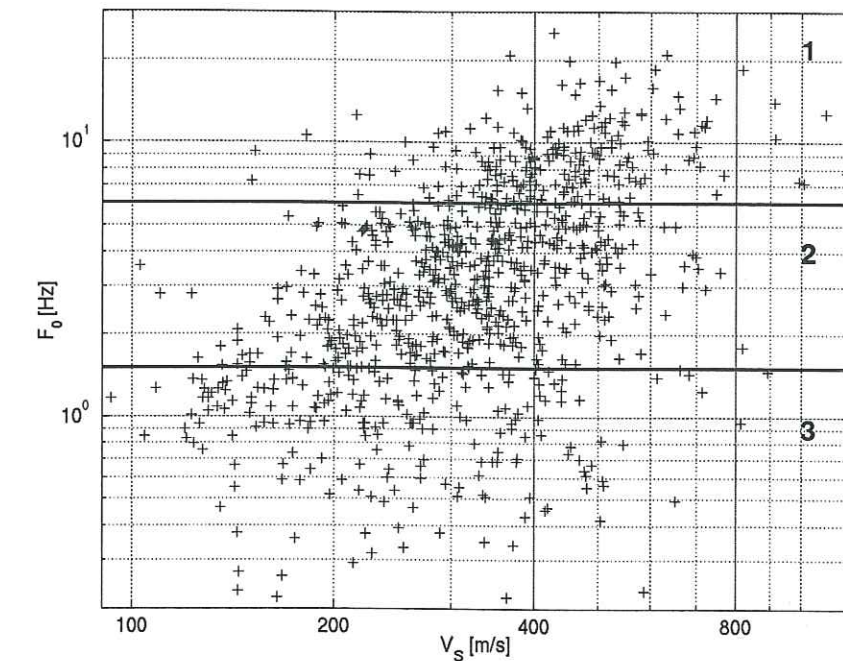


Figure 2.3-6: Distribution of K-NET data according to their values of  $V_s^{30}$  and  $F_0$ . Horizontal thick lines show the  $F_0$  site classification.

Categorie	$F_0$ limiting values	number of sites	number of records
1	0.1 - 1.5	199	913
2	1.5 - 6	475	2565
3	6 - 25	200	1218

Table 2.3-4: Distribution of K-NET data in  $F_0$  classification.

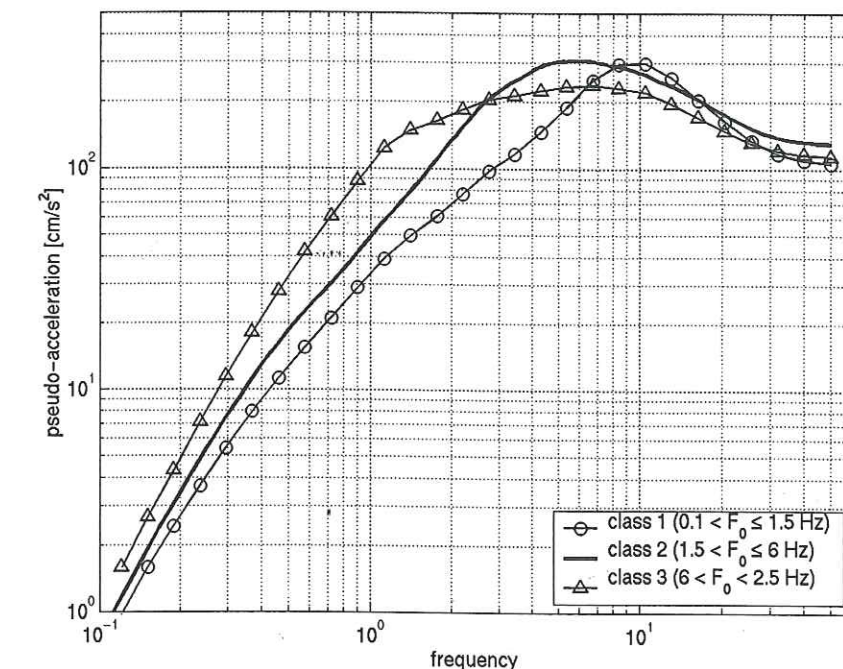


Figure 2.3-7: Horizontal response spectra (5 percent damping) obtained by this study according to  $F_0$  categories of soil 1, 2 and 3 (MJ=6 and R=20 km).



### 2.3.5.3 $V_s^{30}$ - $F_0$ attenuation law : site classification based on both $V_s^{30}$ and $F_0$

The site classification system presented in this part is based on the fundamental resonance frequency deduced from horizontal to vertical (HVSr) spectral ratio computed on seismic events and in-situ measurement of  $V_s^{30}$ . Six classes have been defined. Figure 2.3-8 and Table 2.3-5 show the distribution of K-NET stations in this classification system.

As shown in Figures Figure 2.3-9, Figure 2.3-10 and Figure 2.3-11, the parameter  $F_0$  provides large difference, except higher frequency than 2Hz for category D and both sides of the frequency band. It is interesting that the different spectrum shape is determined by the  $F_0$  classification, namely, the spectrum crosses near boundary of the  $F_0$  classification.

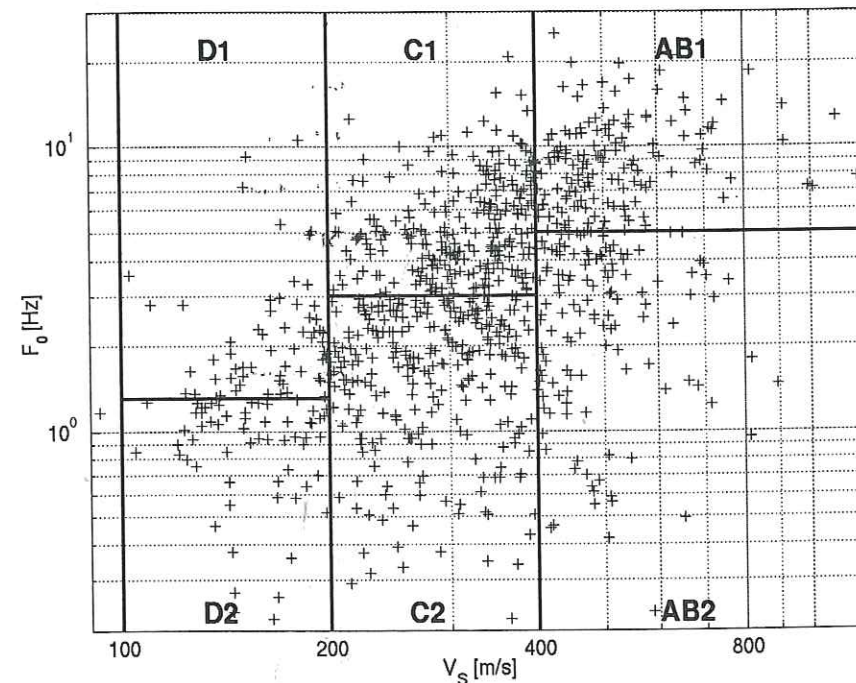


Figure 2.3-8: Distribution of K-NET data according to their values of  $V_s^{30}$  and  $F_0$ . Horizontal and vertical thick lines show the coupled  $F_0 / V_s^{30}$  site classification.

Categorie	$V_s^{30}$ Limiting values	$F_0$ limiting values	number of sites	number of records
AB1	100-200	5 – 25	142	643
AB2	100-200	0.1 – 5	127	596
C1	200-400	3 – 25	240	1261
C2	200-400	0.1 – 3	253	1497
D1	400<	1.3 – 25	60	378
D2	400<	0.1 – 1.3	57	317

Table 2.3-5: Distribution of K-NET data in  $V_s^{30}$  -  $F_0$  classification.

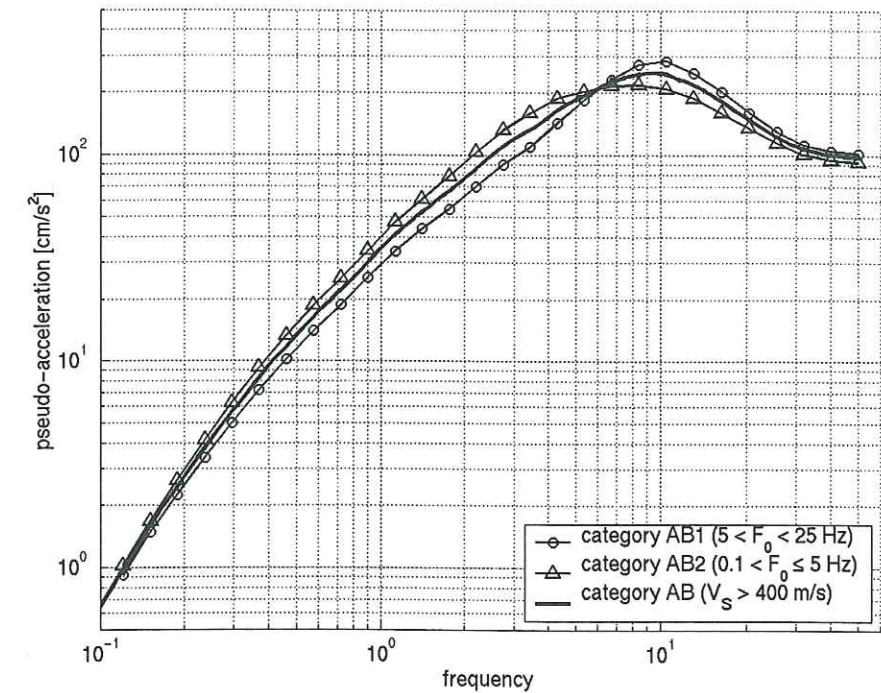


Figure 2.3-9: Horizontal response spectra (5 percent damping) obtained by this study (MJ=6 and R=20 km) according to categories of soil AB1, AB2 (coupled  $F_0 / V_s^{30}$  site classification) and AB ( $V_s^{30}$  site Classification).

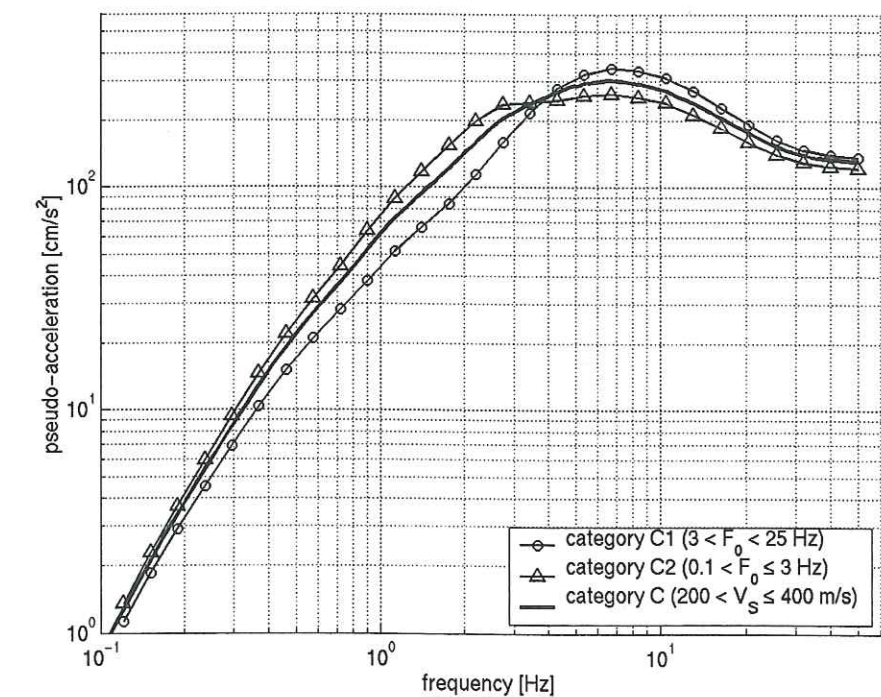


Figure 2.3-10: Horizontal response spectra (5 percent damping) obtained by this study (MJ=6 and R=20 km) according to category of soil C1, C2 (coupled  $F_0 / V_s^{30}$  site classification) and C ( $V_s^{30}$  site Classification).



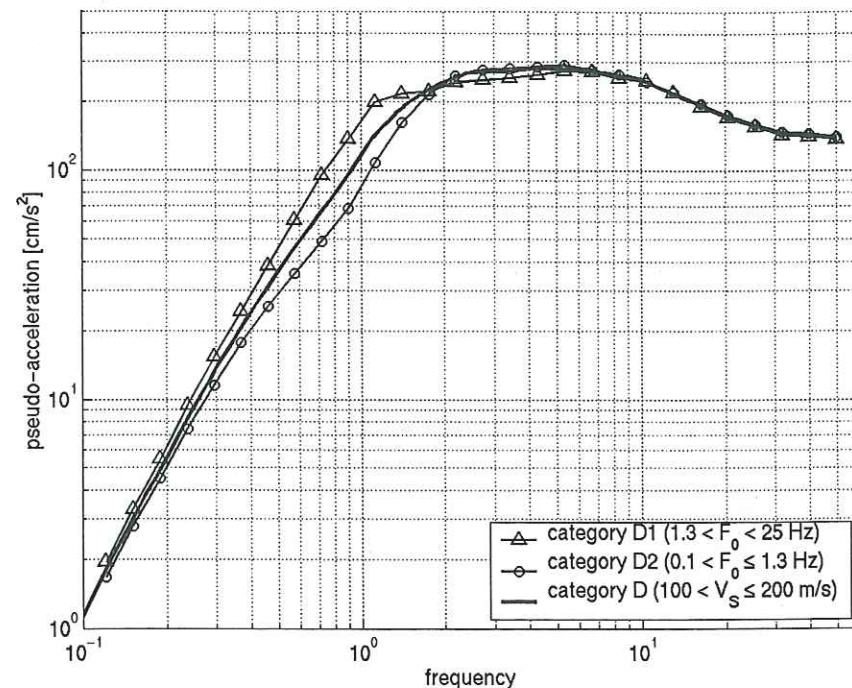


Figure 2.3-11: Horizontal 5 percent response spectra obtained by this study (MJ=6 and R=20 km) according to category of soil D1, D2 (coupled  $F_0 / V_s^{30}$  site classification) and D ( $V_s^{30}$  site classification).

## 2.3.6. Discussion

### 2.3.6.1 Use of $F_0$ -attenuation laws in cases where no near site earthquakes records do exist.

As it is said before, the  $F_0$  used in this study is deduced from horizontal to vertical spectral ratio (HVSr) computed on seismic events. But for most sites where seismic hazard analysis are conducted, there is no seismic event recorded at the studied site and the only available data for resonance frequency estimations are geotechnical investigations (theoretical estimation of the transfer function using velocity measurements) or microtremor measurements (HVSr on noise recordings).

Many studies listed by Bard (1998), have shown that the HVSr on noise (i.e, the ratio between the Fourier spectra of the horizontal and vertical components of microtremors) exhibits a clear peak that is well correlated with the fundamental resonance frequency of the site. In addition to these studies, we consider here below a comparison between the HVSr ratio on noise and the HVSr ratio for seismic events for four K-NET stations (Maruyama et al., 2000). Two main remarks can be made from that comparison (Figure 2.3-12): 1- concerning frequency content, HVSr on microtremor and HVSr on seismic events are in good agreement, 2- shallow profile can be sufficient to estimate fundamental frequency of one site in the specific case of a strong contrast close to the surface (station TCG011) but in

general it is not sufficient. According to these results, HVSr on noise measurements provides an acceptable and cheap method to characterize the resonance frequency of a given site in order to use the proposed attenuation laws.

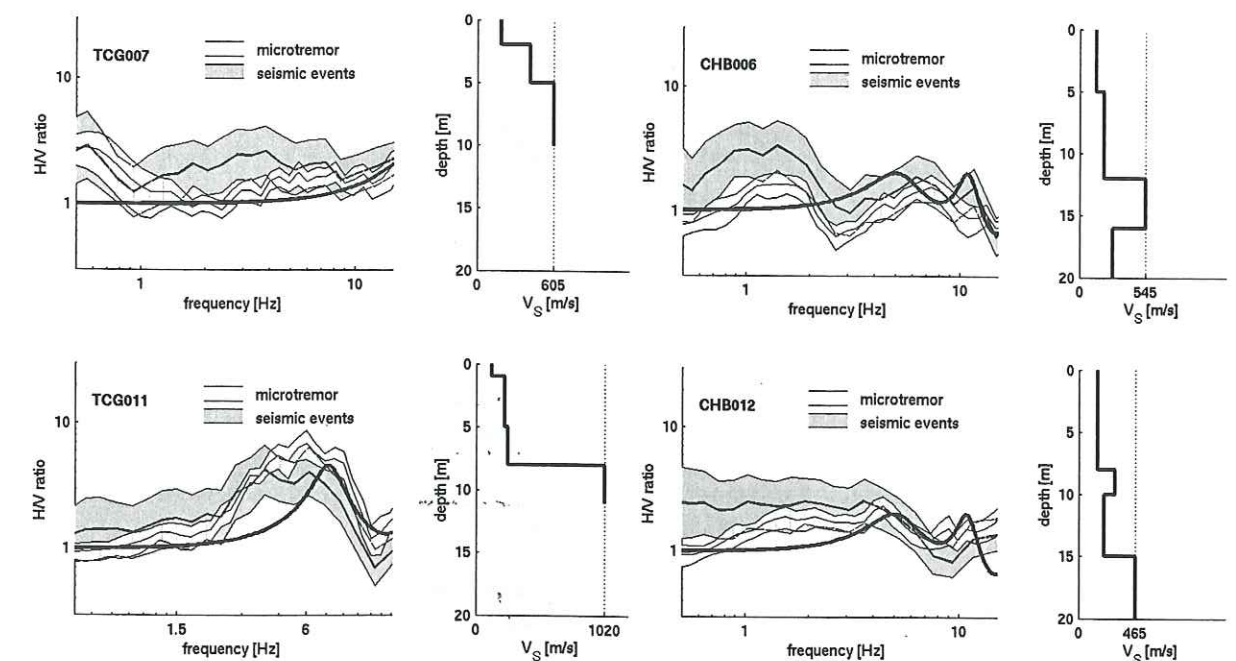


Figure 2.3-12: Horizontal to vertical (HVSr) spectral ratio computed on seismic events, on noise measurements and theoretical estimation of the transfer function using velocity measurements (bold line).

### 2.3.6.2 Use of $F_0$ -attenuation laws in cases where no geotechnical informations do exist.

In the case that there is no geotechnical data available, HVSr on microtremor remains a cheap method to characterize the site condition and, as it is explained before, is acceptable in order to use the proposed attenuation laws. Moreover, as shown on Figure 2.3-13, the attenuation law with site classification based on  $F_0$  leads to almost the same standard deviation as the attenuation law site classification based on  $V_s^{30}$ . This result demonstrates that in case where no geotechnical data do exist, a cheap site investigation by HVSr on microtremor can provide the same level of confidence as the classical site classification based on  $V_s^{30}$ . Figure 2.3-13 also shows that combining the two parameters lead to a significant decrease of standard deviation for frequencies between 0.7 end 3 Hz.



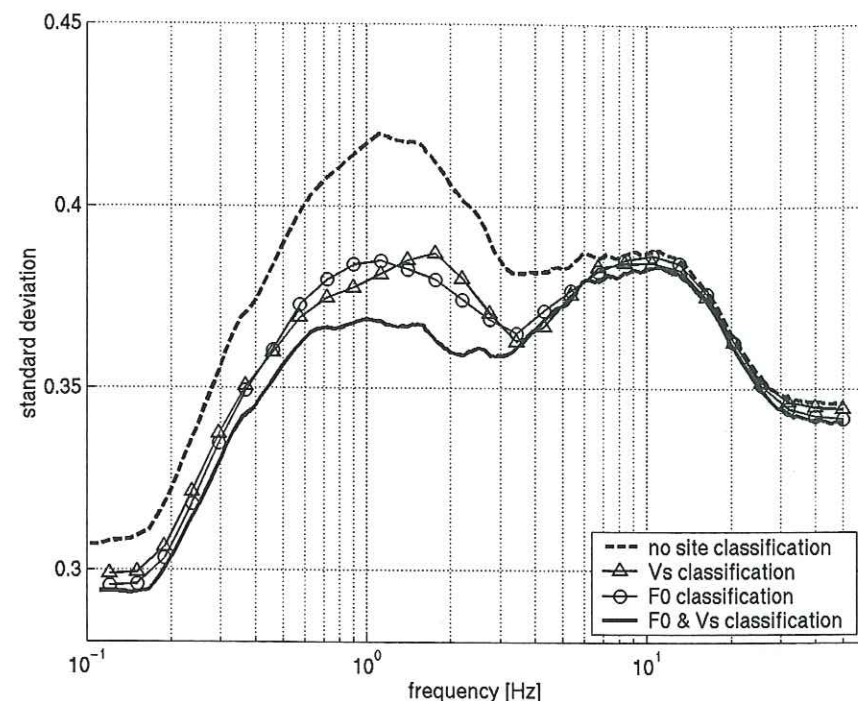


Figure 2.3-13: Standard deviation versus frequency for the case of no site condition,  $V_s^{30}$  site classification,  $F_0$  site classification and coupled  $F_0 / V_s^{30}$  site classification.

### 2.3.6.3 Use of $F_0$ -attenuation laws in cases where superficial geotechnical analysis do exist.

In case where geotechnical data do exist, as shown on Figures Figure 2.3-9, Figure 2.3-10 and Figure 2.3-11, taking into account the fundamental frequency of the site leads to a better estimation of the site effect. Moreover Figure 2.3-13 shows that this method decrease the uncertainty of the response spectra. However in case where the couple ( $F_0$ ,  $V_s^{30}$ ) is far from the observed correlation trend visible on Figure 2.3-3, one has to be careful. Considering the case of a deep alluvial valley with consolidated soil at the surface, site effect can be divided in two contributions: shallow site effect and deep site effect. In this particular configuration, the use of a  $V_s^{30}$  classification would completely ignore the second one. For example in Figure 2.3-14, the site of the station NGN012 is characterized by two peaks on HVSR: low resonance frequency (0,8 Hz) and high resonance frequency (6Hz). Based on superficial soil description (soil category B:  $400 < V_s^{30} < 800$  m/s), the use of a  $V_s^{30}$  attenuation law underpredicts the observed motion for periods higher than 0.5 s as shown on Figure 2.3-15. This figure clearly shows that compared to the  $V_s^{30}$  site classification, the coupled classification ( $F_0$ ,  $V_s^{30}$ ) lightly improves the prediction whereas the  $F_0$  attenuation law predicts the right level. This example shows that for "non-classical" sites as deep alluvial valleys with consolidated soils at the surface, it should be preferable to use the law based on  $F_0$ .

classification. This particularity is due to the correlation between the two parameters  $F_0$  and  $V_s^{30}$ : the efficiency of the combined  $F_0$ -  $V_s^{30}$  law decrease for sites where the couple ( $F_0$ ,  $V_s^{30}$ ) is far from the correlation trend.

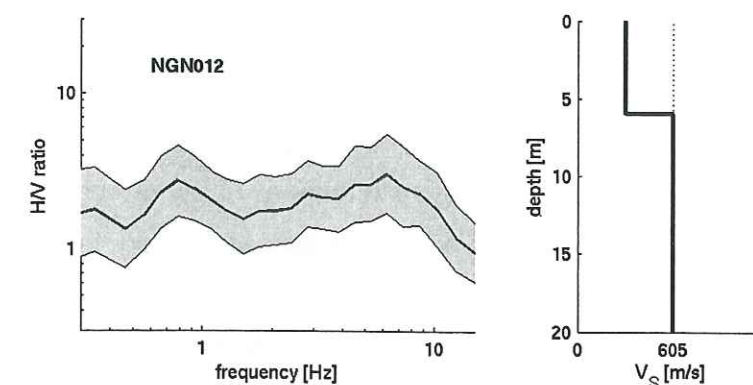


Figure 2.3-14: Horizontal to vertical (HVSR) spectral ratio computed on seismic events (gray area) and in-situ velocity measurements of station NGN012.

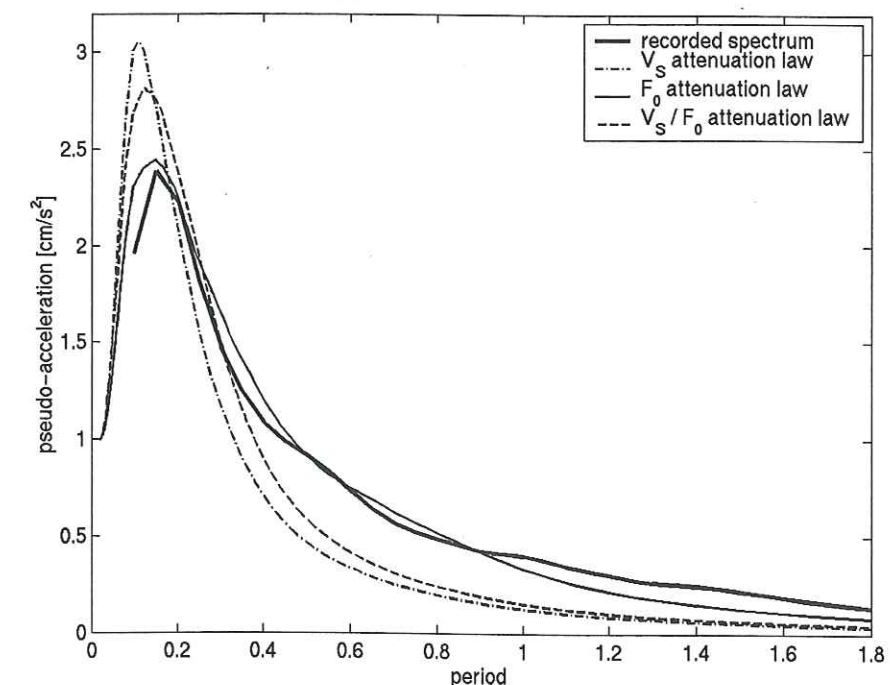


Figure 2.3-15: Averaged normalised response spectra for 10 records with  $4 < M < 5.8$ ,  $20 < R < 160$  km at station NGN012 (bold line) compared to the predicted response spectra calculated by the  $V_s^{30}$ , the  $F_0$  and the coupled ( $V_s^{30} / F_0$ ) site classification attenuation laws.

### Acknowledgement

We specially thank National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention for providing K-NET Data, specials thank for Professor Kinoshita.



## 2.4. Durée, intensité et autres paramètres de description du mouvement sismique

### 2.4.1. Introduction

Pour passer de l'aléa sismique au risque sismique, il convient de considérer la vulnérabilité des structures, or les calculs de structure nécessitent une description de plus en plus fine du mouvement sismique. Bien que riche d'information, un spectre de réponse s'avère insuffisant lorsqu'on souhaite prendre en compte les variations des propriétés mécaniques des matériaux au cours du temps. Les lois d'atténuations présentées dans les chapitres précédents ne donnant pas d'information sur la durée du mouvement sismique et ne proposant pas de prise en compte de l'effet de site non linéaire, ce chapitre se propose d'atteindre les deux objectifs suivants :

- fournir une palette d'outils de description du mouvement sismique dans un but d'utilisation pratique pour l'ingénieur,
- tester la recherche de non-linéarité dans les données du réseau K-NET afin de savoir s'il est souhaitable (réalisable) de prévoir une entrée supplémentaire ("Amax rocher" par exemple) dans la loi d'atténuation.

Par ailleurs, comme le mouvement sismique est très variable, nous profiterons de l'analyse statistique réalisée ci-après pour déceler les paramètres pour lesquels l'écart type est le plus faible. Enfin, pour chacun des paramètres étudiés, nous porterons une attention particulière à l'effet de site en utilisant deux systèmes de classification : l'un basé sur  $V_s^{30}$  (célérité moyenne des ondes de cisaillement sur 30 mètres de profondeur) et l'autre sur  $F_0$  (fréquence prédominante du site déduite du rapport H/V calculé sur des enregistrements de séismes).

### 2.4.2. Analyse statistique des données du K-NET

#### 2.4.2.1 Les données

Les données utilisées proviennent du réseau japonais Kyoshin-net. La magnitude JMA et la localisation de chaque événement sont déterminées par la "Japan Meteorological Agency". La détermination des conditions de site pour chaque station est explicitée au chapitre précédent. Pour établir notre set de données, nous avons appliqué les filtres suivants :

- magnitude JMA comprise entre 5 et 6,6
- distance hypocentrale comprise entre 10 et 100 km
- durée  $T_d$  (définie au §2.4.3.2) non nulle



soit 238 enregistrements. Dans cette étude nous avons fixé une limite supérieure à la distance afin d'alléger les calculs. Par ailleurs, les distances supérieures à 100 km présentent peu d'intérêt pour les analyse de vulnérabilité. Td est la durée définie au §2.4.3.2 (si Td est nul, certains paramètres ne peuvent pas être calculés). Les Figure 2.4-1 et Figure 2.4-2 présentent la répartition des données en magnitude, distance et conditions de site.

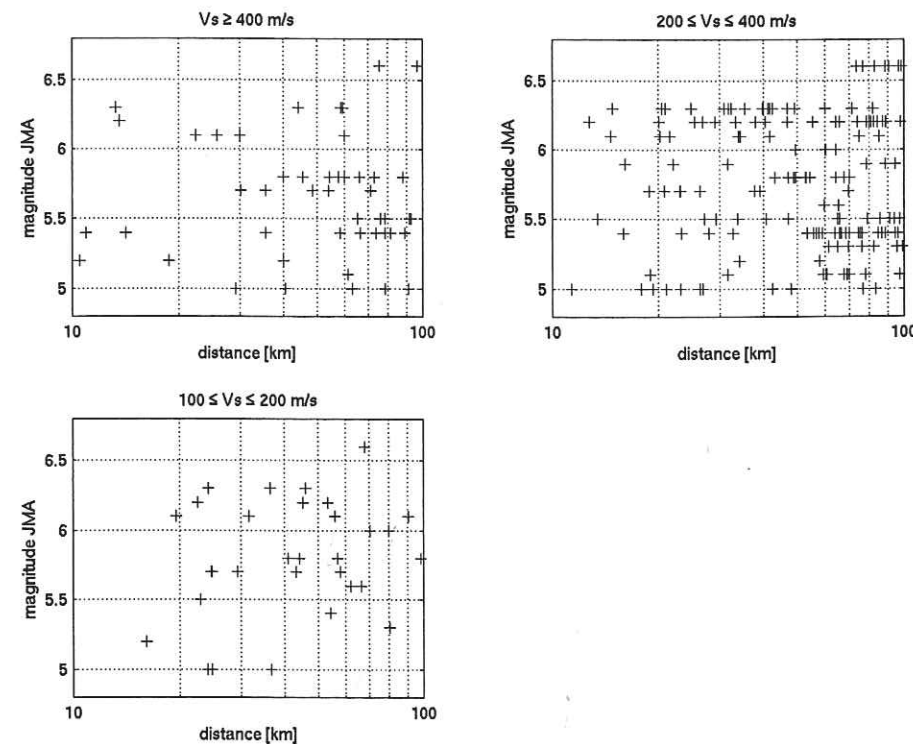


Figure 2.4-1 : Répartition des données en magnitude, distance et conditions de site  $V_s^{30}$ .

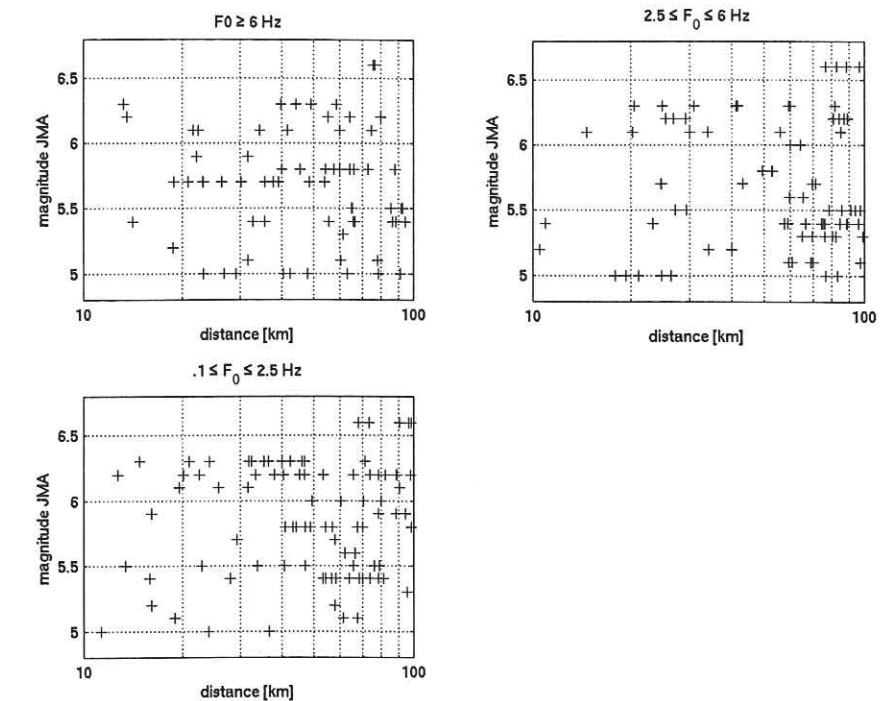


Figure 2.4-2 : Répartition des données en magnitude, distance et conditions de site  $F_0$ .

#### 2.4.2.2 La méthode

Nous analysons dans ce chapitre la dépendance en magnitude, distance et conditions de site de plusieurs grandeurs physiques qui permettent de décrire le mouvement sismique. Certaines de ces grandeurs augmentent avec la distance, d'autres diminuent. Dès lors, il devient difficile de parler de loi d'atténuation et la distinction entre atténuation géométrique et atténuation anélastique ne paraît pas très évidente. Aussi le modèle de régression que nous utilisons ici ne prend en compte que l'atténuation (ou amplification) géométrique. L'atténuation anélastique prise en compte dans les chapitres précédents est abandonnée. Pour chaque paramètre nous avons effectué trois inversions :

- sans classification de site :

$$\log(Y) = a \cdot M - b \cdot \log(R) + c \quad (2.4-1)$$

les courbes associées à cette inversion sont représentées en noir dans les figures qui suivent;

- avec classification de site dépendant de  $V_s^{30}$ :

$$\log(Y) = a \cdot M - b \cdot \log(R) + c_1 \cdot \delta_1 + c_2 \cdot \delta_2 + c_3 \cdot \delta_3 \quad (2.4-2)$$

les courbes associées à cette inversion sont représentées en nuances de bleu dans les figures qui suivent;



- o avec classification de site dépendant de  $F_0$  :

$$\log(Y) = a \cdot M - b \cdot \log(R) + c_1 \cdot \delta_1 + c_2 \cdot \delta_2 + c_3 \cdot \delta_3 \quad (2.4-3)$$

les courbes associées à cette inversion sont représentées en nuances de rouge dans les figures qui suivent.

Dans les équations (2.4-1), (2.4-2) et (2.4-3),  $M$  est la magnitude JMA,  $R$  la distance hypocentrale en km et  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $c_1$ ,  $c_2$ , et  $c_3$  sont les coefficients à déterminer. Les paramètres  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  et  $\delta_3$  permettent de spécifier les conditions de site en fonction des grandeurs caractéristiques du site  $V_s^{30}$  ou  $F_0$ . La méthode d'inversion en deux étapes décrite précédemment est également utilisée ici.

### 2.4.3. Amélioration de la description du mouvement sismique

Le mouvement sismique peut être décrit à l'aide de nombreux paramètres, dans ce chapitre nous avons distingué trois familles (non exclusives) : les paramètres relatifs à l'amplitude, les paramètres relatifs à la durée et les paramètres relatifs au contenu fréquentiel. Nous avons mis à profit le set de données uniforme (en magnitude, distance et conditions de site) dont nous disposons pour calculer quelques uns des paramètres présentés par Kramer (1996).

#### 2.4.3.1 Amplitude

Outre le spectre de réponse en pseudo-accélération le pic de vitesse (PGV) et l'intensité d'Arias ( $I_a$ ) sont des paramètres souvent utilisés pour décrire le mouvement sismique. Les Figure 2.4-3 et Figure 2.4-4 présentent des comparaisons avec des relations qui ne proposent pas de classification de site.

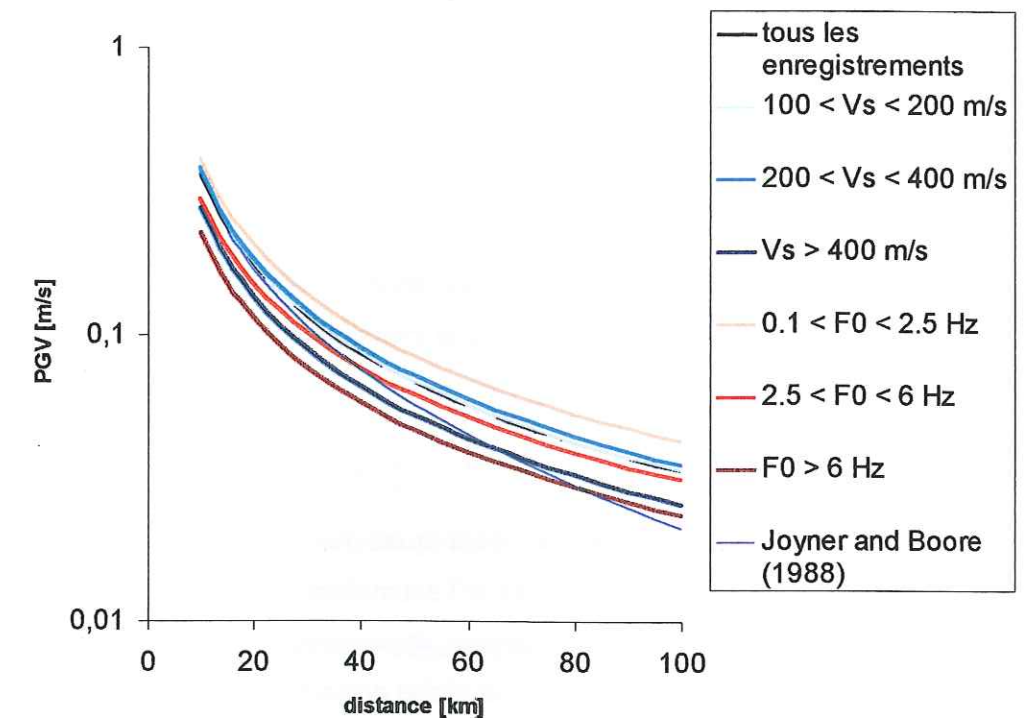


Figure 2.4-3 : PGV en fonction de la distance pour un séisme de magnitude 6,5.

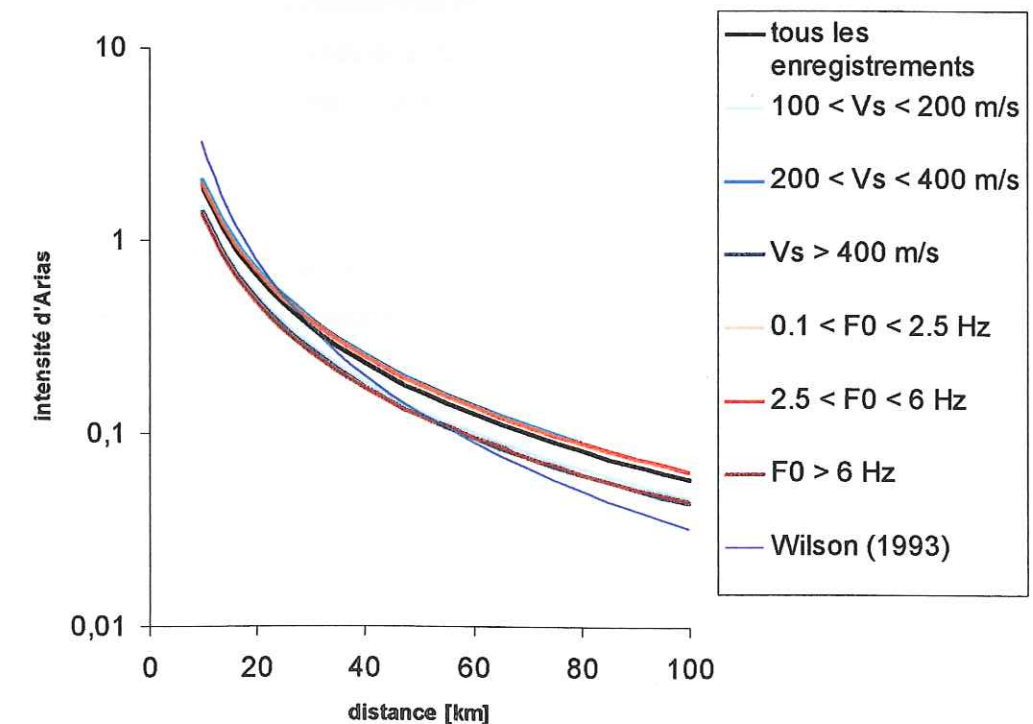


Figure 2.4-4 : Intensité d'Arias en fonction de la distance pour un séisme de magnitude 6,5.

Le PGV ne nous informe que sur l'amplitude du mouvement, la Figure 2.4-3 montre que la classification de site apporte dans ce cas une information claire : plus le site est "mou" ( $V_s^{30}$  faible ou  $F_0$  faible) plus l'amplitude est grande. De par sa définition (équation (2.4-4) ,



l'intensité d'Arias (Arias, 1970) nous informe à la fois sur l'intensité, le contenu fréquentiel et la durée du mouvement.

$$I_a = \frac{2\pi}{2g} \int_0^\infty [a(t)]^2 dt \quad (2.4-4)$$

Dans ce cas, les conclusions sont moins claires que pour le PGV (la courbe  $100 < V_s^{30} < 200$  m/s et la courbe  $F_0 > 6$  Hz se superposent). Seule la classification  $F_0$  permet de généraliser l'observation faite pour le PGV.

### 2.4.3.2 Durée

De plus en plus, les variations des propriétés mécaniques des matériaux au cours du temps (calcul non linéaire) sont prises en compte dans l'estimation des dommages infligés aux structures. La durée devient une caractéristique importante du mouvement sismique. Cependant, l'estimation de la durée n'est pas une tâche aisée car il n'existe pas de méthode universellement reconnue pour définir la durée du mouvement sismique. Dans un récent article, Bommer et Martinez-Pereira (1999) ont répertorié et comparé 30 définitions différentes de la durée. Parmi ces nombreuses définitions quatre familles sont constituées : "bracketed durations", "uniform durations", "significant durations" et "structural response durations". Seules trois de ces familles sont basées sur l'enregistrement du mouvement sismique :

- La "bracketed duration" est définie comme l'intervalle de temps écoulé entre le premier et le dernier dépassement d'un niveau d'accélération  $a_0$ .

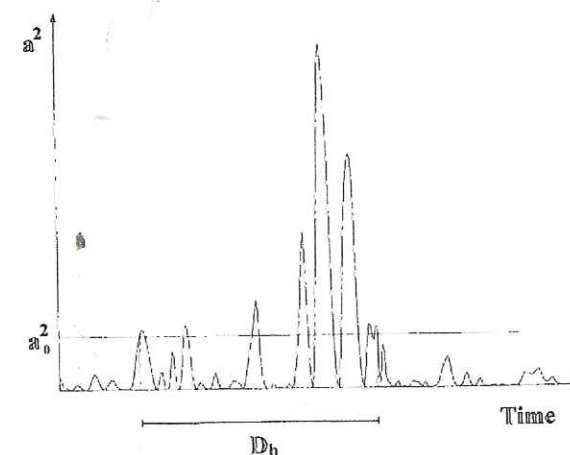


Figure 2.4-5: Définition de la "bracketed duration".

- La "uniform duration" utilise également la notion de seuil, mais la durée est ici la somme des intervalles de temps pendant lesquels le seuil  $a_0$  est dépassé.

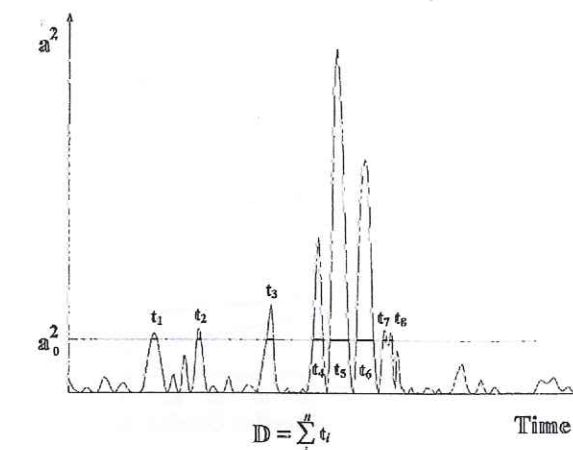


Figure 2.4-6 : Définition de la "uniform duration".

- la définition de la "significant duration" est basée sur l'énergie cumulée représentée par l'intégrale du carré de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement. La plus utilisée parmi ces définition est basée sur l'intensité d'Arias (équation (2.4-4)). Les seuils  $AI_0$  et  $AI_r$  sont en général 5% et 95% de l'énergie totale.

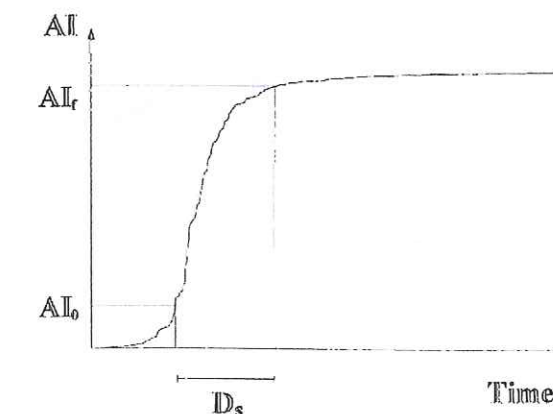


Figure 2.4-7 : Définition de la "significant duration".

Les relations permettant d'estimer la durée en fonction de la magnitude et de la distance sont également très nombreuses, et comme le rappellent Bommer et Martinez-Pereira (1999), il est très délicat de les comparer. La grande variété de définitions utilisées pour la magnitude, la distance et la durée elle-même rend l'exercice extrêmement périlleux. Nous présentons néanmoins quelques exemples dans les Figure 2.4-8 à Figure 2.4-11. Les courbes présentées correspondent à une magnitude 6,5.



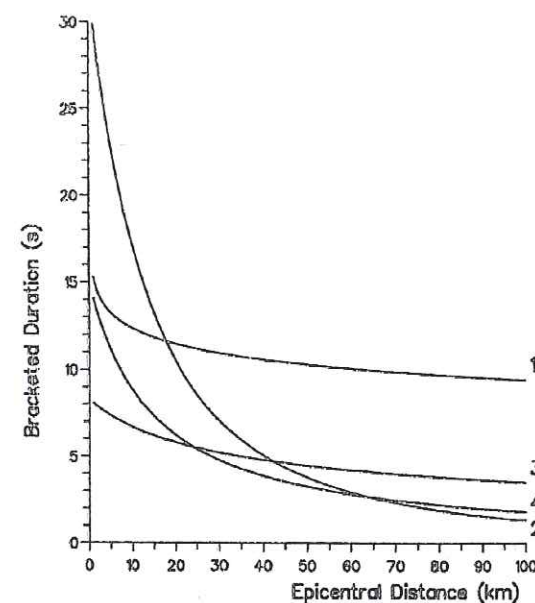


Figure 2.4-8 : 1-McGuire and Barnhard (1979), 2-Kawashima and Aizawa (1989), 3-Margaris et al. (1990), 4-Papazachos et al. (1992). Pour 1, 3 et 4 la durée est estimée au rocher, 2 ne prend pas en compte les conditions de site

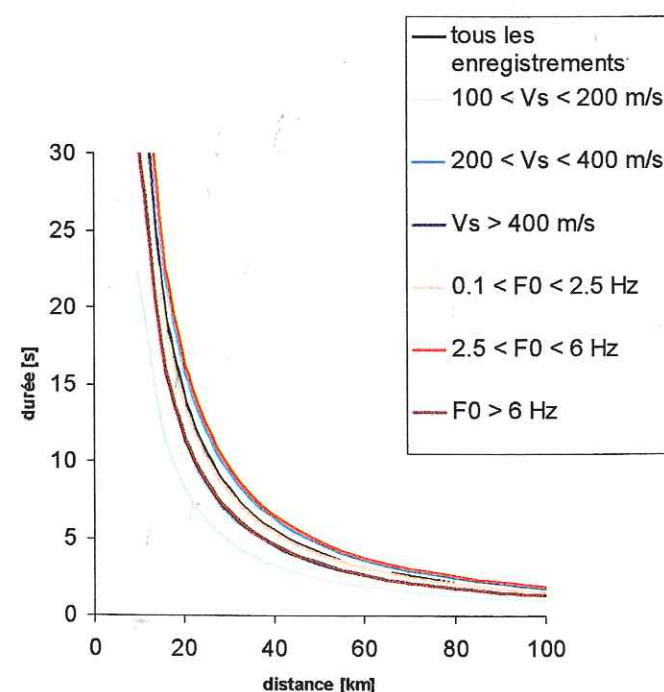


Figure 2.4-9 : estimation de la "bracketed duration" (Bolt, 1973), définition de la durée similaire à celles de la Figure 2.4-8.

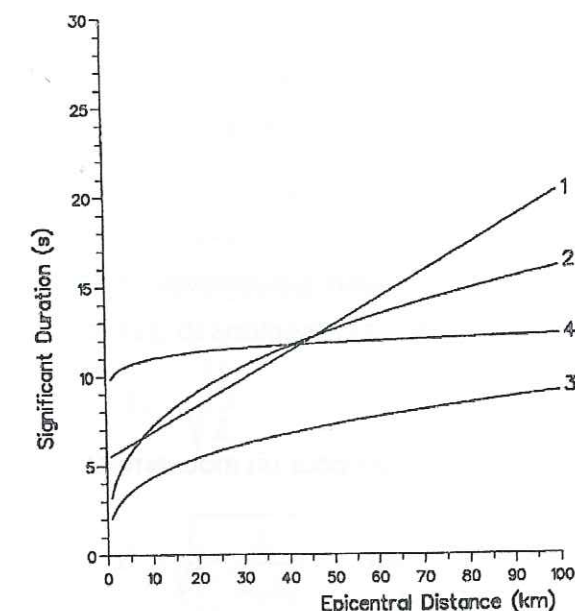


Figure 2.4-10 : 1-Trifunac and Brady (1975), 2-McGuire and Barnhard (1979), 3- Kamiyama (1984), 4-Margaris et al. (1990). Pour 1, 3 et 4 la durée est estimée au rocher, 2 ne prend pas en compte les conditions de site.

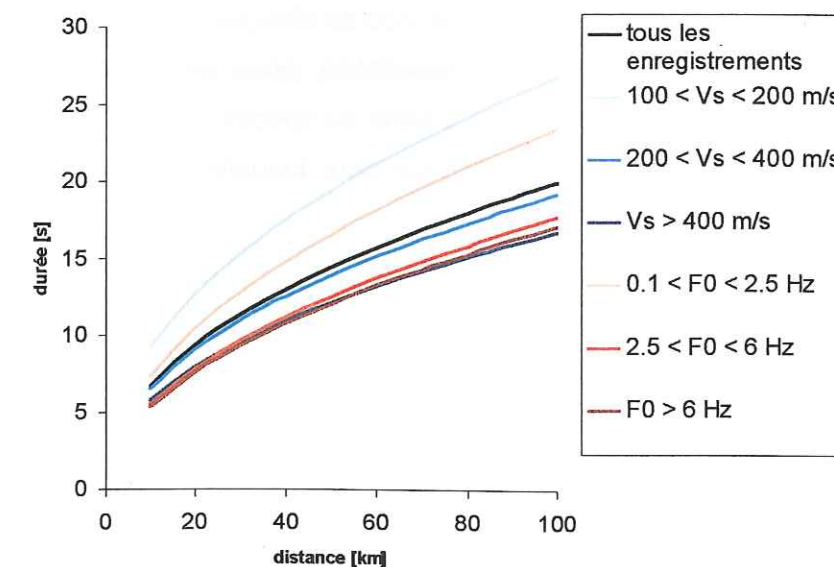


Figure 2.4-11 : Estimation de la "significant duration" (Trifunac and Brady, 1975), définition de la durée similaire à celles de la Figure 2.4-10.

Les valeurs que nous obtenons sont du même ordre de grandeur que celles des autres auteurs, nous remarquons également une décroissance de la "bracketed duration" avec la distance due à l'atténuation des ondes alors que la "significant duration" augmente à cause du découplage des trains d'ondes lorsqu'ils s'éloignent de la source. La dépendance de la durée vis à vis des conditions de site apparaît clairement pour la "significant duration" : plus le sol est mou, plus la durée est grande. Cependant la Figure 2.4-9 montre que pour la "bracketed duration" cette relation ne se vérifie pas. Nous pouvons remarquer que la



"significant duration" ne contient de l'information que sur la durée du mouvement alors que la "bracketed duration" nous informe également sur l'amplitude du mouvement (cette définition est très sensible au seuil  $a_0$ ). Ce point est discuté dans la conclusion du chapitre.

### 2.4.3.3 Contenu fréquentiel

De même que pour la durée, de nombreux paramètres permettent de décrire le contenu fréquentiel du mouvement sismique, nous présentons ici quatre paramètres en allant du plus simple au plus sophistiqué.

Tout d'abord, partant de la relation valable pour un mouvement harmonique :

$$\frac{T}{2\pi} = \frac{v_{\max}}{a_{\max}} \quad (2.4-5)$$

où  $T$  est la période du mouvement,  $v_{\max}$  la vitesse maximale et  $a_{\max}$  l'accélération maximale, la quantité  $2\pi \cdot \frac{v_{\max}}{a_{\max}}$  peut être interprétée comme indicative de la période prédominante du mouvement sismique. Pour vérifier cette hypothèse, nous avons également calculé la période prédominante des enregistrements à partir du spectre de Fourier. Le paramètre  $T_p$  (période principale en secondes) est la période pour laquelle le spectre de Fourier lissé atteint son maximum.

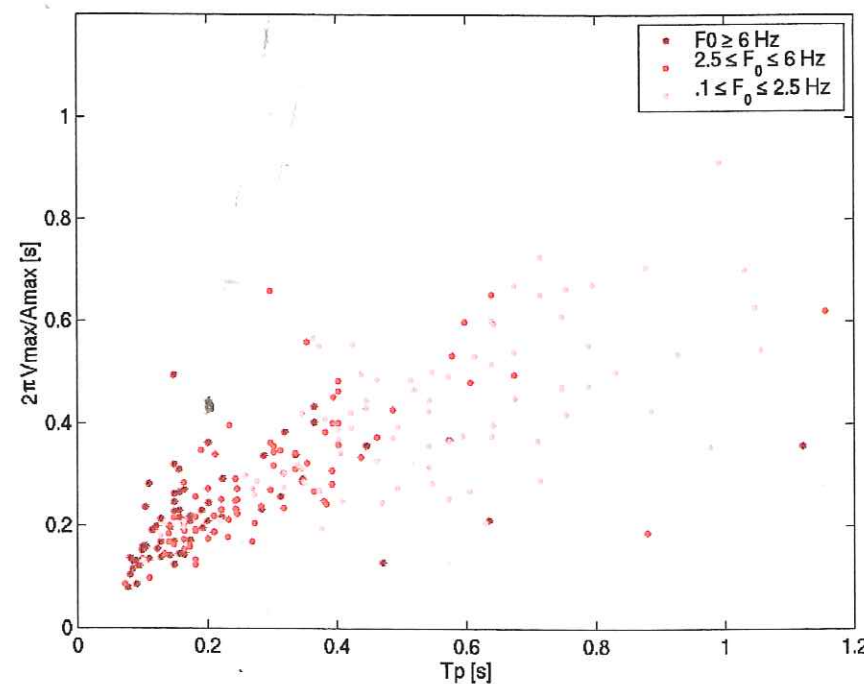


Figure 2.4-12 :  $V_{\max}/A_{\max}$  en fonction de  $T_p$ .

La correspondance entre  $T_p$  et  $2\pi \cdot \frac{v_{\max}}{a_{\max}}$  est bonne pour les sites les plus rigides, le

décalage entre les deux valeurs augmente pour les catégories de sol les plus faibles. Nous avons cherché à expliquer ce phénomène à l'aide des paramètres de Vanmarcke (1976) définis à l'aide des moments spectraux d'ordres 0 à 2 :

fréquence centrale :

$$\Omega = \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_1}} \quad (2.4-6)$$

et largeur de bande :

$$\delta = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2}} \quad (2.4-7)$$

avec :

$$\lambda_n = \int_0^{\omega_N} \omega^n G(\omega) d\omega \quad (2.4-8)$$

$\Omega$  est la fréquence autour de laquelle se concentre l'énergie du spectre de densité et  $\delta$  décrit la dispersion de l'énergie autour de la fréquence centrale,  $\delta$  augmente avec la largeur de bande.

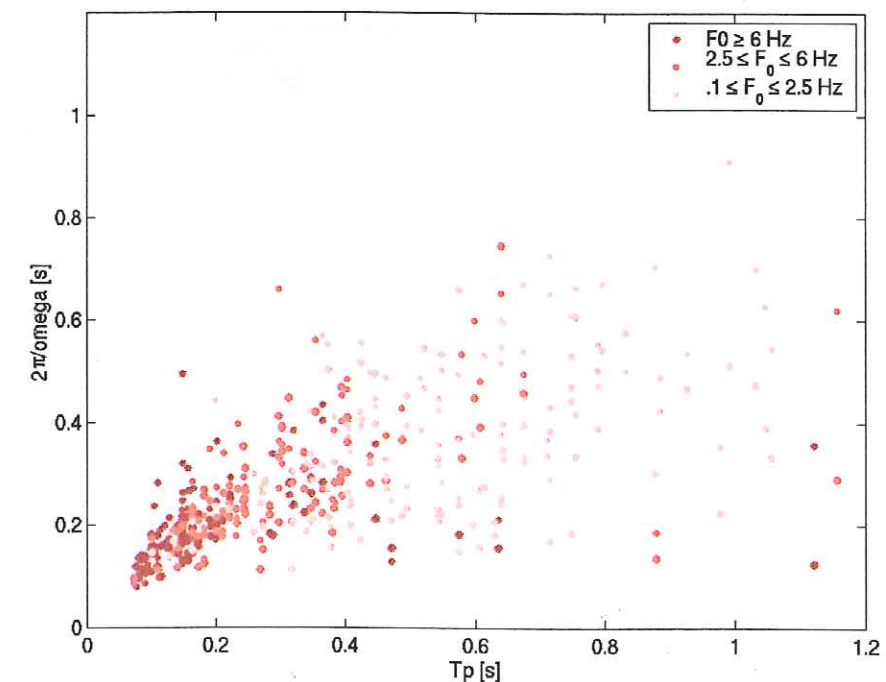


Figure 2.4-13 :  $\Omega$  en fonction de  $T_p$ .



De même qu'entre  $T_p$  et  $2\pi \cdot \frac{v_{max}}{a_{max}}$ , la correspondance entre  $T_p$  et  $\frac{2\pi}{\Omega}$  est meilleure pour

les sites les plus rigides, le décalage entre les deux valeurs augmente pour les catégories de sol les plus faibles. Ce phénomène trouve une explication sur la Figure 2.4-14 : pour les sites les moins rigides, l'énergie est plus dispersée autour de la période principale.

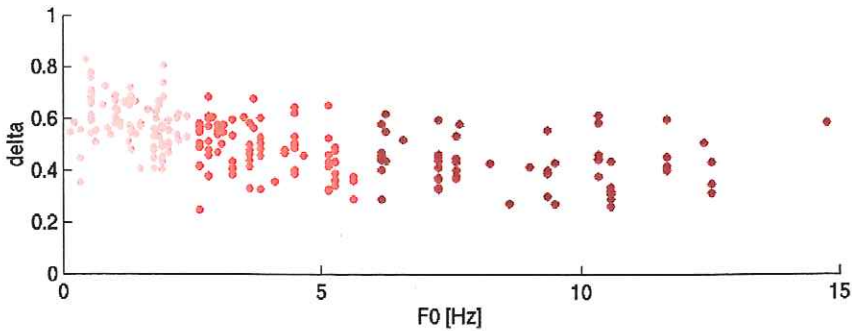


Figure 2.4-14 : delta en fonction de F0.

Il s'avère finalement que  $2\pi \cdot \frac{v_{max}}{a_{max}}$ , paramètre très simple à calculer, est un bon indicateur de la période principale du mouvement sismique. Les Tableau 2.4-1 et Tableau 2.4-2 présentent une comparaison avec Seed et al. (1969).

	Période prédominanteSeed et al. (1969) site au rocher	cette etude F0 > 6 Hz	cette etude 2,5 < F0 < 6 Hz	cette etude 0,1 < F0 < 2,5 Hz
mag = 5dist = 10 km	0,23	0,22	0,27	0,38
mag = 6,5dist = 20 km	0,39	0,32	0,41	0,58

Tableau 2.4-1 : Estimation de la période prédominante selon Seed et al. (1969) et selon cette étude (classification F0).

	Période prédominanteSeed et al. (1969) site au rocher	cette étude Vs <sup>30</sup> > 400 m/s	cette etude 200 < Vs <sup>30</sup> < 400 m/s	cette etude 100 < Vs <sup>30</sup> < 200 m/s
mag = 5dist = 10 km	0,23	0,23	0,31	0,38
mag = 6,5dist = 20 km	0,39	0,37	0,50	0,61

Tableau 2.4-2 : Estimation de la période prédominante selon Seed et al. (1969) et selon cette étude (classification Vs<sup>30</sup>).

En bon accord avec les résultats de Seed pour les sites au rocher, cette étude fait apparaître que le paramètre  $2\pi \cdot \frac{v_{max}}{a_{max}}$  est très sensible aux effets de site. La période prédominante attendue pour un site mou (100 < Vs<sup>30</sup> < 200 m/s ou 0,1 < F0 < 2,5 Hz) est nettement plus élevée que celle attendue au rocher.

2.4.4. Mise en évidence de l'effet de site non linéaire

Soit Y un paramètre de description du mouvement sismique (PGA, Intensité d'Arias, durée, etc), la question que l'on se pose est la suivante : est-il souhaitable (réalisable) de prévoir une entrée supplémentaire ("Y prédit au rocher" par exemple) dans la loi d'atténuation. Si cela doit se faire, cette modification concernerait en priorité la catégorie de sols avec Vs<sup>30</sup> compris entre 100 et 200 m/s ou F0<2,5 Hz. Pour évaluer la pertinence de cette proposition nous avons étudié la variation du résidu (équation (2.4-9) en fonction de quatre grandeurs : magnitude, distance, conditions de site et Y prédit au rocher.

$$Résidu = \frac{Y_{prédit}}{Y_{observé}}$$

(2.4-9)

La figure Figure 2.4-15(d) fait apparaître un résidu stable avec la valeur prédite au rocher pour la "significant duration". Il est néanmoins possible de calculer une tendance pour chaque catégorie d'enregistrement : le coefficient directeur de la droite de régression au moindres carrés. Le Tableau 2.4-3 présente la valeur de la tendance du résidu à augmenter avec la valeur de Y prédit au rocher pour six paramètres.

	F0 > 6 Hz	2,5 < F0 < 6 Hz	0,1 < F0 < 2,5 Hz
PGA	0,208	0,374	0,411
PGV	0,189	0,404	0,546
Iar	0,2	0,338	0,463
"bracketd duration"	0,192	0,27	0,305
"significant duration"	0,193	0,327	0,184
$2\pi \cdot \frac{v_{max}}{a_{max}}$	0,043	0,195	0,177

Tableau 2.4-3 : Tendance du résidu à augmenter avec la valeur de Y prédit au rocher.



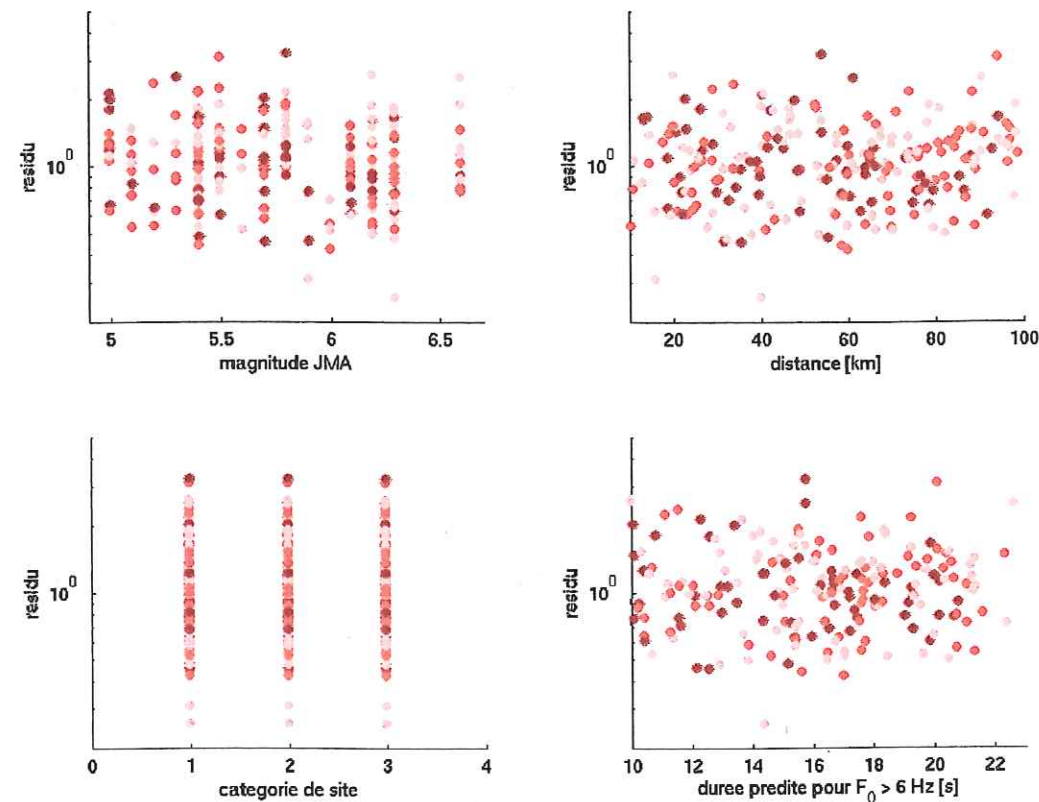


Figure 2.4-15 : Variation du résidu en fonction de la magnitude (a), de la distance (b), de conditions de site (c) et de la durée prédite au rocher (d).

Le Tableau 2.4-3 montre que de la tendance du résidu à augmenter avec la valeur de Y prédit au rocher varie en fonction de la catégorie de site considérée. Cette variation est cependant relativement faible et difficile à exploiter à cause de la variabilité du mouvement sismique (en règle générale, un intervalle de confiance à 67% conduit à un facteur 4 entre les deux bornes). Nous ne pouvons donc pas extraire du Tableau 2.4-3 une tendance suffisamment nette pour prévoir une entrée supplémentaire ("Y prédit rocher") dans la loi d'atténuation. Dans l'état actuel du set de données, il est extrêmement difficile de quantifier le comportement non linéaire des sols de manière statistique, il faut envisager une étude "site spécifique".

## 2.4.5. Discussion et conclusion

Ce chapitre se proposait d'atteindre les deux objectifs suivants :

- fournir une palette d'outils de description du mouvement sismique dans un but d'utilisation pratique pour l'ingénieur,

- tester la recherche de non-linéarité dans les données du réseau K-NET afin de savoir s'il est souhaitable (réalisable) de prévoir une entrée supplémentaire ("Amax rocher" par exemple) dans la loi d'atténuation.

Concernant le premier point, nous avons établi des relations qui permettent l'estimation de tous les paramètres présentés dans ce chapitre ainsi que quelques autres. Toutes ces relations sont présentées dans l'annexe 2. Pour chaque paramètre nous avons établi trois relations : sans classification de site, avec classification de site dépendant de  $V_s^{30}$  et enfin, avec classification de site dépendant de  $F_0$ . Comme on a pu le voir dans les paragraphes précédents, l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée sont sensibles à l'effet de site. Il apparaît donc très utile de considérer une classification de site dans l'estimation du mouvement sismique. De plus, même si l'écart type de la prédiction avec effet de site est le même que celui sans effet de site, la combinaison des deux approches aboutit à une réduction de l'intervalle résultant (Figure 2.4-16).

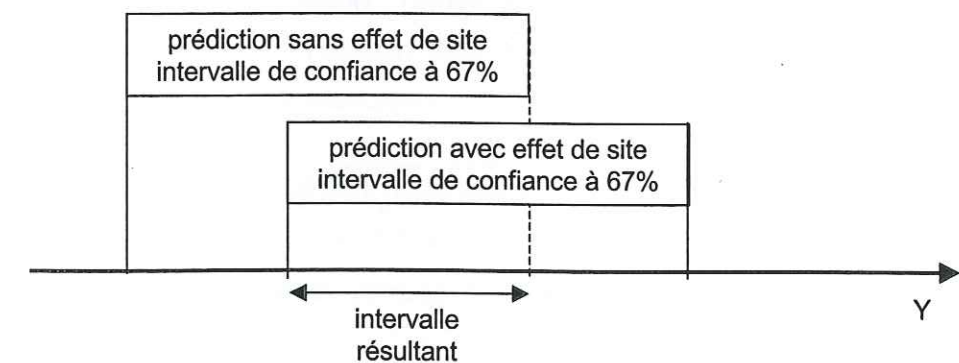


Figure 2.4-16 : Combinaison d'intervalles de confiance.

Nous pouvons remarquer que les paramètres les plus "cohérents" (écart type le plus faible) sont ceux qui n'apportent de l'information que d'une seule nature (Tableau 2.4-4). En d'autres termes, la concentration d'informations variées dans un paramètre rend cette information moins fiable.



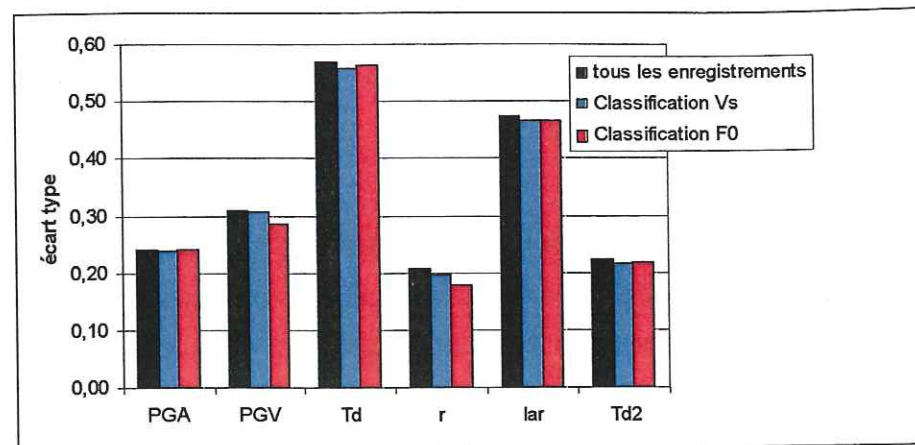


Figure 2.4-17 : Ecart type d'une sélection de six paramètres pour les trois inversions.

	amplitude	contenu fréquentiel	durée
PGA	X		
PGV	X		
Td"braketed duration"	X		X
$r = 2\pi \cdot \frac{v_{max}}{a_{max}}$		X	
lar	X	X	X
Td2 "significant duration"			X

Tableau 2.4-4 : Caractéristiques du mouvement sismiques décrites par six paramètres.

Nous pouvons également remarquer que c'est pour le paramètre "contenu fréquentiel"

$(r = 2\pi \cdot \frac{v_{max}}{a_{max}})$  que la classification  $F_0$  apporte l'amélioration la plus nette.

En ce qui concerne la recherche de non-linéarité : nous avons abouti à la conclusion que dans l'état actuel du set de données, il n'est pas possible de quantifier le comportement non linéaire des sols de manière statistique, il faut envisager une étude "site spécifique".

## 2.5. Conclusion de la première partie

Cette première partie nous a permis présenter un éventail assez large des possibilités offertes par le réseau Kyoshin-NET. Dans cette « approche empirique » nous avons appliqué essentiellement des méthodes statistiques pour analyser un très grand nombre de données.

A la question « Que peuvent apporter les données du réseau K-NET à la prise en compte réglementaire des effets de site ? », le chapitre 2.2 nous a permis d'apporter les réponses suivantes :

- **Concernant les coefficients de site les codes EC8 et UBC97** : dans le cas où la catégorie B ( $400 < V_s^{30} < 800$  m/s) est prise comme référence, les coefficients K-NET confirment les coefficients des règlements parasismiques.
- **Concernant la catégorie A** : l'amplitude du mouvement sismique au rocher semble surestimée. Si une minoration était envisagée, la classification A ne devrait être acquise qu'à l'appui de mesures in situ.
- **Concernant le mouvement vertical** : l'analyse que nous avons menée a montré que l'amplitude du mouvement vertical dépend des conditions de site. Ce résultat est en accord avec la proposition UBC97 mais en contradiction avec la proposition EC8. A l'exception de la catégorie A ( $V_s^{30} > 800$  m/s) où les données sont peu nombreuses, le rapport entre le mouvement vertical et le mouvement horizontal ( $a_v/a_h$ ) est compris entre 0,5 et 0,6.

A la question : « L'effet de site peut être dû à des structures profondes,  $V_s^{30}$  est-il le meilleur paramètre possible pour décrire l'effet de site ? », le chapitre 2.3 nous a permis d'apporter les réponses suivantes :

- **S'il n'y a pas de reconnaissance géotechnique**, le paramètre  $V_s^{30}$  n'est pas connu. Dans ce cas, la classification  $F_0$  est une bonne solution. Le paramètre  $F_0$  est très économique et la classification  $F_0$  permet d'obtenir le même niveau de confiance que la classification  $V_s^{30}$ .
- **Si l'on connaît  $V_s^{30}$  et  $F_0$** . L'information supplémentaire apportée par  $F_0$  permet d'ajuster le spectre de réponse obtenu par la classification  $V_s^{30}$ . Cet ajustement se traduit par un meilleur niveau de confiance que ceux atteints les classifications  $V_s^{30}$  et  $F_0$ .



- **Attention** toutefois aux sites où le couple ( $V_s^{30}$ ,  $F_0$ ) est très éloigné de la relation empirique observée Figure 2.3-3, ces sites réclament une analyse particulière. Dans le cas des vallées alpines, un tel désaccord peut aisément s'expliquer. Une grande épaisseur de sédiments provoque un effet de site caractéristique avec une fréquence fondamentale  $F_0$  faible (0,4 Hz par exemple à Grenoble). Combiné à la présence en surface de sols (localement) bien consolidés, cette configuration conduit à un couple ( $V_s^{30}$ ,  $F_0$ ) est très éloigné de la relation empirique observée Figure 2.3-3. Pour prendre en compte l'effet de site dans un tel cas, il vaut mieux utiliser la classification  $F_0$  que la classification  $V_s^{30}$ .

A la question : « *Peut-on envisager une classification de site pour la durée, l'intensité et autres paramètres du mouvement sismique ?* », le chapitre 2.4 nous a permis d'apporter les réponses suivantes :

- **Les paramètres d'amplitude, de durée et de contenu fréquentiel** se prêtent bien à la classification de site. Nous avons pu remarquer que pour les paramètres relatifs au contenu fréquentiel, la classification  $F_0$  apporte un meilleur niveau de confiance que la classification  $V_s^{30}$ .
- **L'écart type le plus faible** est obtenu pour les paramètres qui ne donnent de l'information que d'une seule nature (amplitude / durée / contenu fréquentiel). De même, l'information apportée par les classifications de site  $V_s^{30}$  et  $F_0$  est plus « lisible » pour les paramètres qui ne donnent de l'information que d'une seule nature.

A la question « *Les lois empiriques permettent-elles de prendre en compte l'effet de site non linéaire ?* », le chapitre 2.4 nous a permis d'apporter la réponse suivante :

- Dans l'état actuel du set de données, il n'est pas possible de quantifier le **comportement non linéaire des sols** de manière statistique.

Cette première partie s'achève donc idéalement pour enclencher la deuxième. Si l'effet de site non linéaire reste à ce jour une limitation de l'approche empirique, ce n'est que partie remise. L'expansion continue des réseaux sismologiques va sans doute apporter dans les prochaines années du « grain à moudre pour les lois empiriques ».

### 3. Deuxième partie : effet de site non linéaire



3.1. Introduction

Il convient tout d'abord de préciser pourquoi nous utilisons l'expression « effet de site non linéaire » plutôt que « non-linéarité ». En effet, la « non-linéarité » peut très bien trouver sa source tout au long du parcours qui conduit l'énergie libérée par le séisme de la source au point d'observation. Il vaut donc mieux parler de non-linéarité liée à la source, non-linéarité liée au parcours et enfin non-linéarité liée à l'effet de site.

3.1.1. Pourquoi s'intéresse-t-on à l'effet de site non linéaire ?

Pour un géotechnicien, dont le métier est de concevoir des fondations, cette notion d'effet de site non linéaire s'inscrit dans le cadre de la recherche de relations entre contraintes et déformations. Le rôle d'une fondation est de transmettre les charges d'un bâtiment au sol sous-jacent sans dépasser les limites acceptables de tassement absolu, tassement différentiel, ou pivotement. Il faut donc s'approcher des limites de résistance des matériaux (pour tirer le meilleur parti du sol en présence) sans les atteindre. Les géotechniciens travaillent donc naturellement dans des gammes de déformation où les relations linéaires (loi de Hooke) ne suffisent pas à écrire le comportement mécanique des sols. Pour traiter le problème spécifique de la tenue des fondations au séisme, plusieurs auteurs ont proposé des lois de comportement pour chargement cyclique (Ramberg et Osgood 1943, Hardin et Drnevich 1972, Hujeux 1985, Prévost 1985). Le principal paramètre qui permet de délimiter le domaine de validité de chacune de ces lois est l'amplitude de déformation (Tableau 3.1-1).

Amplitude de déformation	10e-6	10e-5	10e-4	10e-3	10e-2	10e-1
comportement élastique	→					
comportement visco-élastique		↔				
augmentation de la pression intersticielle			←			
apparition de déformations permanentes			←			
rupture					←	
Représentation du sol	élasticité linéaire		viscoélasticité modèles hystérétiques		Modèles retraçant l'histoire, Hardin et Drnevich, Ramberg-Osgood, Lois incrémentales	
Méthode d'analyse	linéaire		linéaire équivalente		intégration pas à pas des équations d'équilibre	

Tableau 3.1-1 : Modèles de comportement et méthode d'analyse en fonction de la déformation cyclique (d'après Hujeux 1985).



Il est donc difficile de concevoir des modèles de comportement qui décrivent à la fois le comportement mécanique sous faible et sous forte déformation. Cependant, le développement des calculs d'interaction sol-structure a conduit les géotechniciens à s'intéresser à ce qui agit sur le massif de sol constituant la fondation et donc à prendre en compte l'effet de site sous un angle plus global. Le développement des méthodes géophysiques pour la détermination des propriétés mécaniques des sols a aussi poussé les géotechniciens à s'intéresser à la propagation des ondes et aux propriétés mécaniques des sols à très faible déformation.

**Pour un sismologue**, l'étude de l'effet de site non linéaire est avant tout l'étude des effets de site. Il s'agit de comprendre ce qui se passe dans les couches superficielles de sol lorsque les ondes sismiques se propagent de la source au point d'observation. Pour de faibles sollicitations (comportement linéaire) on observe des effets géomécaniques (contraste d'impédance), et des effets géométriques (effet 2D, 3D). Gueguen et al. (2000) ont également mis en évidence l'effet site-ville. Pour l'étude des mouvements forts, l'effet "non linéaire" s'ajoute à cette liste et complique singulièrement l'interprétation des observations.

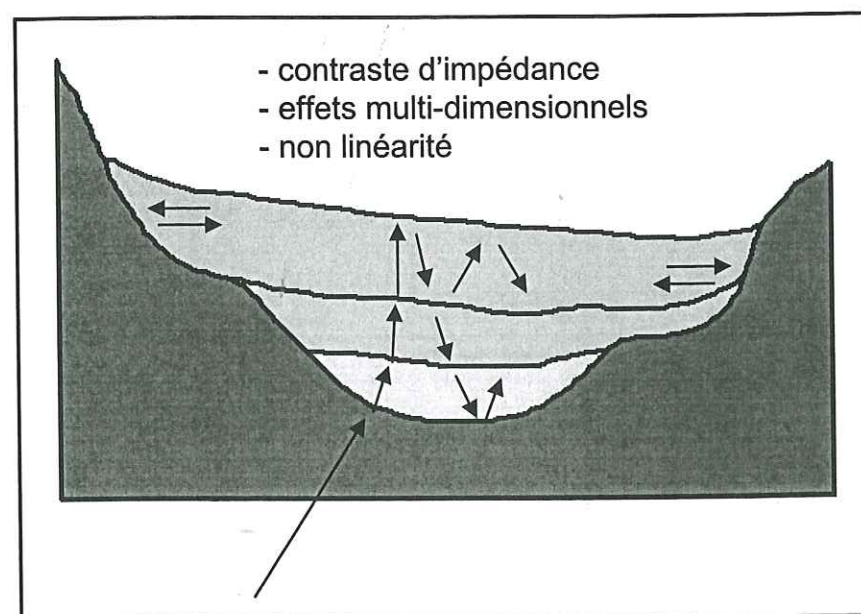


Figure 3.1-1 : Complexité de l'effet de site.

Compte tenu de la multitude des effets rencontrés, il devient alors difficile d'évaluer la réelle influence de chacun sur le mouvement résultant à la surface. En 1988, Aki écrivait : "Excepté pour le cas évident de liquéfaction (et autres mécanismes de rupture du sol), de nombreuses observations montrent que l'amplification pour les mouvements faibles et l'amplification pour les mouvements forts sont similaires au premier ordre". Il y a eu depuis les séismes de Northridge (17 janvier 1994, magnitude 6,7) et de Kobe (17 janvier 1995, magnitude 7,2) qui

ont permis d'étudier plus en détail la non-linéarité. De nombreux auteurs (Field 1997, Beresnev 1998, Aguiré 1997) ont mis en évidence de la « non-linéarité » dans les enregistrements de ces séismes. L'étape suivante est donc d'évaluer l'importance de la non-linéarité des sols superficiels vis-à-vis des autres phénomènes mis en jeu dans l'effet de site.

### 3.1.2. Comment peut-on mettre en évidence l'effet de site non linéaire ?

Le plus sûr moyen de mettre en évidence l'effet de site non linéaire est d'enregistrer le mouvement du sol en profondeur et en surface sur le même site. La comparaison entre les deux signaux permet d'obtenir la « réponse » du sol à une sollicitation donnée. Si cette réponse peut être obtenue pour différents niveaux de sollicitation, il est possible de quantifier la non-linéarité. En d'autres termes, la comparaison surface / profondeur permet de caractériser l'effet de site, et la comparaison séisme fort / séisme faible permet de quantifier la non-linéarité de l'effet de site. Lorsqu'on ne dispose que d'enregistrements en surface, il faut trouver d'autres moyens de caractériser l'effet de site. Les rapports « mouvement sur sol sédimentaire / mouvement sur sol rigide » et « mouvement horizontal / mouvement vertical » peuvent être utilisés. La principale difficulté à laquelle se heurtent ces méthodes indirectes est que la réponse du sol superficiel est noyée au milieu de nombreux autres phénomènes. Il est alors difficile de quantifier l'effet de site non linéaire.

#### 3.1.2.1 Réseau en puits

C'est la méthode la plus sûre pour mettre en évidence et de caractériser le comportement non linéaire des sols mais les données de ce type sont très rares car cette méthode requiert un dispositif expérimental très coûteux. L'exemple le plus probant a été fourni à Kobe, sur l'île de Port Island lors du séisme destructeur du 17 janvier 1995 (magnitude 7,2). Le phénomène de non-linéarité se traduit sur la composante horizontale par une diminution de l'amplitude entre les capteurs profonds et le capteur de surface tandis que la composante verticale subit une amplification. Le contenu fréquentiel est aussi très affecté : on observe un décalage vers les basses fréquences et les hautes fréquences sont amorties.



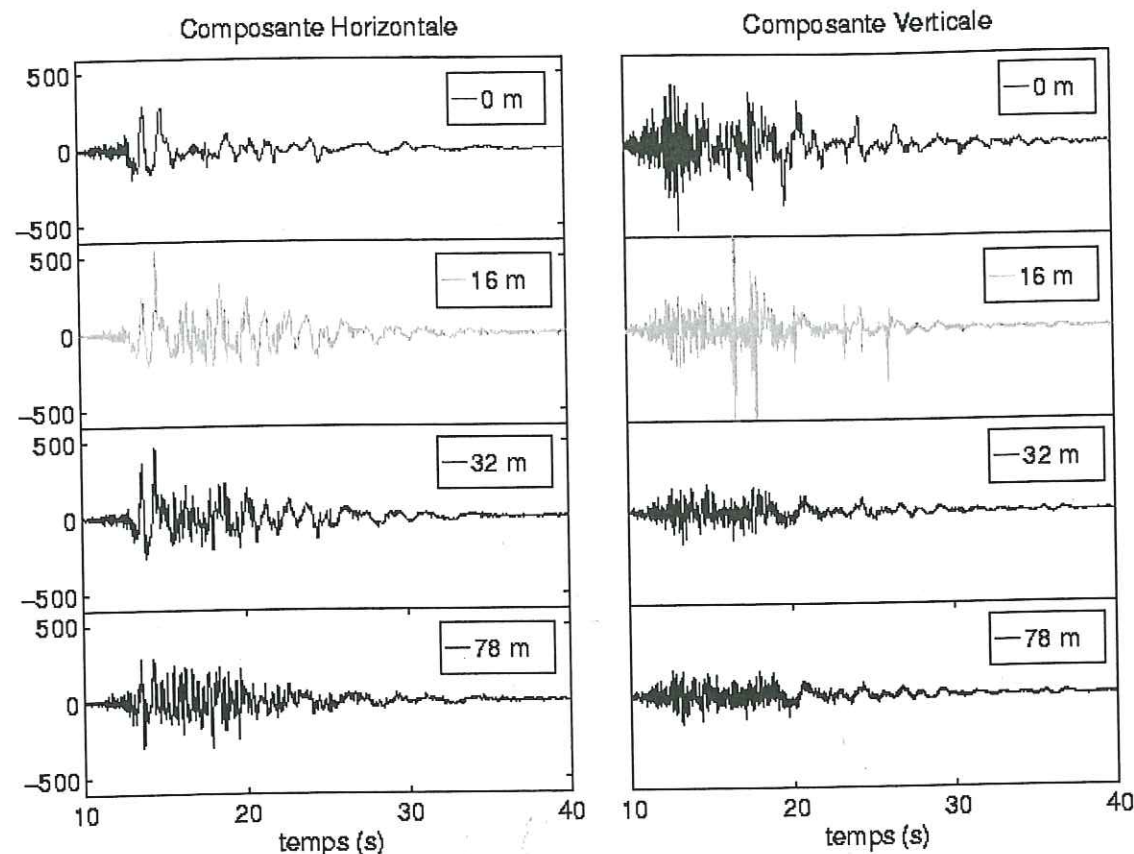


Figure 3.1-2 : Enregistrements en puits à Kobe.

### 3.1.2.2 Rapport site sur référence

Cette méthode consiste à enregistrer le mouvement sismique en surface sur des sols de natures différentes (rocher et sédiment). A condition que les sites rocheux et sédimentaires ne soient pas trop éloignés (distance site/référence faible devant la distance site/source), le rapport spectral sédiment/rocher peut être utilisé pour évaluer l'effet de site. La diminution du rapport sédiment/rocher lorsque le niveau de sollicitation augmente est interprétée comme de la non-linéarité. Field *et al.* (1997) ont mené une étude sur le séisme de Northridge (17 janvier 1994, magnitude 6,7). A l'aide d'un large réseau de sismographes ils ont dissocié les termes de source, de parcours et de site. Il résulte de cette étude une dépendance de l'effet de site vis à vis de la magnitude du séisme (Figure 3.1-3). Lors du séisme de Northridge, les sites étudiés par Field *et al.* (1997) ont « vu » une amplification deux fois plus faible que celle observée lors des répliques. Cette propriété peut être interprétée comme une conséquence du comportement non linéaire des sols alluvionnaires étudiés. Cependant, O'Connel (1999) a montré qu'en disposant aléatoirement quelques hétérogénéités dans un milieu tridimensionnel, la théorie élastique linéaire peut produire les mêmes effets

(apparemment non linéaires). L'étude de Field *et al.* (1997) porte sur 21 points d'observations, l'information extraite de cette étude est donc plus diffuse que celle du réseau en puits et prête donc plus facilement à discussion. L'augmentation du nombre de données permet d'envisager la généralisation mais produit nécessairement une perte de qualité de l'information. Le bon compromis est difficile à trouver.

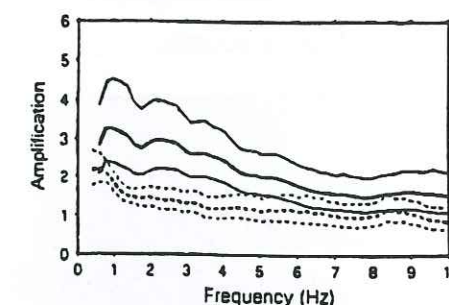


Figure 3.1-3 : Mise en évidence de la non linéarité. En pointillés la secousse principale ( $M=6,7$ ), en trait plein une moyenne sur plusieurs répliques ( $3 < M < 5,6$ ), Field *et al.* 1997.

### 3.1.2.3 Rapport H/V

Une hypothèse communément admise en génie parasismique est que, compte tenu du gradient de propriétés mécaniques des sols avec la profondeur, les ondes sismiques arrivent à la surface avec une incidence verticale. Ceci implique que la composante verticale contienne principalement les ondes de compression et que les composantes horizontales contiennent les ondes de cisaillement. Or c'est le comportement au cisaillement des matériaux granulaires (absorption d'énergie sous forme d'hystérésis et de déformation plastique) qui est la principale cause de l'effet de site non linéaire. Il est donc logique d'observer de la non-linéarité sur les composantes horizontales du mouvement sismique et non sur la composante verticale (Figure 3.1-2). Le rapport H/V peut donc être utilisé comme indicateur de non-linéarité. Lachet *et al.* (1998) ont effectués des tests pour 12 stations ayant enregistré le séisme de Kobe. Ils montrent que au-delà de 2 Hz le rapport H/V du choc principal est plus faible que celui des répliques. Au-dessous de 2 Hz, la dispersion des résultats ne permet pas de tirer de conclusion claire. Nous avons appliqué cette méthode pour quatre stations du réseau K-NET qui ont enregistré le séisme de Tottori (6 octobre 2000, magnitude 6,6). La Figure 3.1-4 présente la disposition des stations autour du plan de faille (Yagi et Kikushi, 2000), la Figure 3.1-5 présente les rapports H/V pour le choc principal et pour les répliques. On peut remarquer que plus la fréquence est élevée, plus le rapport H/V obtenu pour le séisme de Tottori tend à sortir de la zone grisée. De même que pour Lachet *et al.* (1998), les observations à basse fréquence sont plus difficilement exploitables. Seule la station TTR007 présente un décalage significatif de la fréquence prédominante vers les basses fréquences. Est-il possible pour autant de conclure à un effet de site non linéaire



? Comme nous l'avons exprimé plus haut, cette non-linéarité (observée sur les rapport H/V) peut très bien trouver sa source tout au long du parcours qui conduit l'énergie libérée par le séisme de la source au point d'observation. Si nous limitons notre observation à un seul site, nous ne sommes pas certains d'observer la non-linéarité liée à l'effet de site. La source et le parcours peuvent, eux aussi, engendrer de la non-linéarité. Pour trancher la question, il est indispensable de mener une étude plus détaillée et de s'intéresser à la fois aux conditions de site de chaque station et aux propriétés de la source.

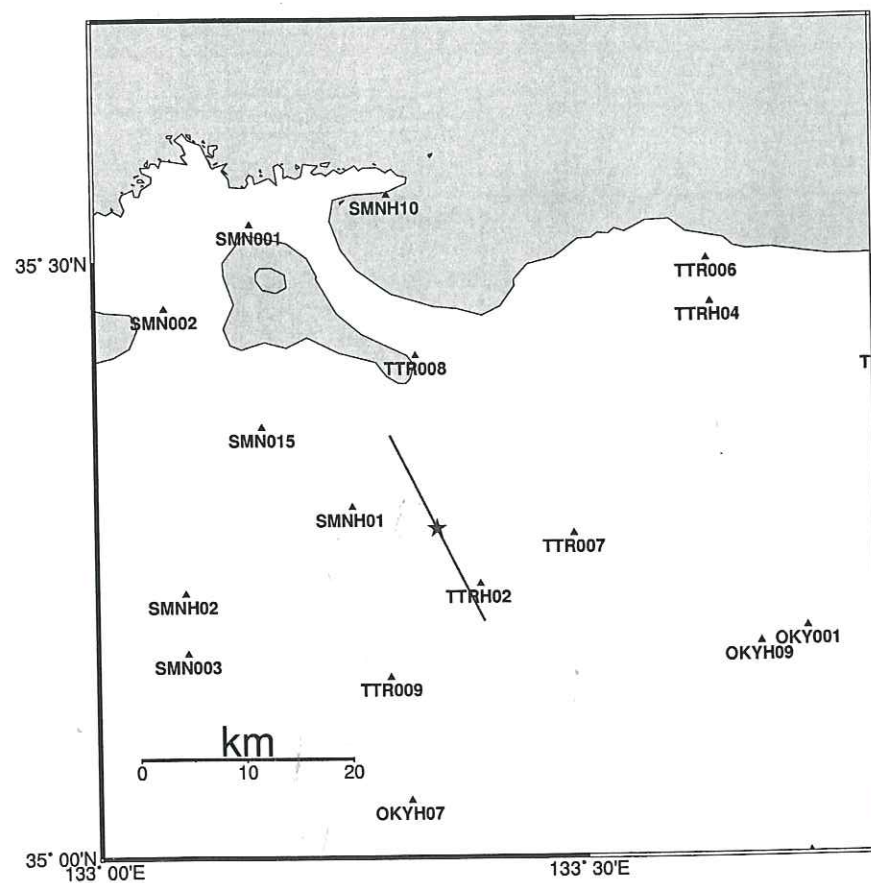


Figure 3.1-4 : Plan de faille et épicentre du séisme de Tottori (Yagi et Kikuchi 2000) ainsi que les stations des réseaux K-NET et KIK-NET.

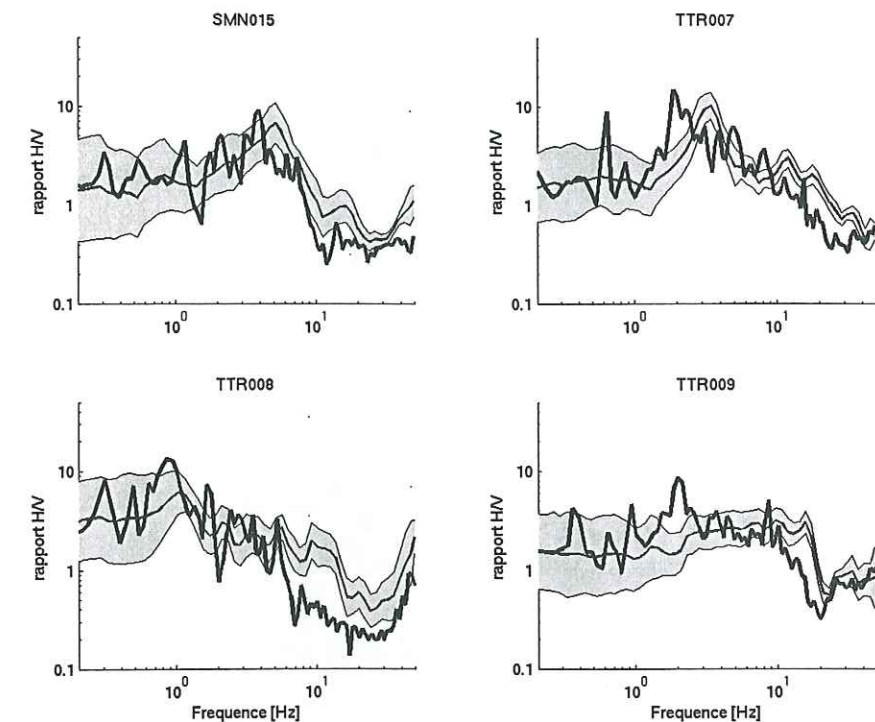


Figure 3.1-5 : Rapport H/V pour le séisme de Tottori en gras, rapport H/V moyen pour les répliques avec  $\pm$  un écart type (zone grisée).

### 3.1.2.4 Traitement du signal

La Figure 3.1-6 présente trois sismogrammes, le premier (séisme d'Hector Mine Californie, 16 octobre 1999, magnitude 7) a une allure "classique" alors que les deux autres sont fortement perturbés. Le second enregistrement a été obtenu à Port Island (séisme de Kobe, 17 janvier 1995, magnitude 7,2) sur un site où de la liquéfaction s'est produite. Le troisième sismogramme a été enregistré sur le site de Kushiro Port (séisme de Kushiro, 15 janvier 1993, magnitude 7,6). Dans ce cas, c'est le phénomène de mobilité cyclique (Zeghal et al. 1996) dû aux propriétés de dilatance des sables denses qui est responsable des pics observés à la fin du sismogramme. Ces deux exemples font apparaître de manière spectaculaire que le sismogramme enregistré en surface contient de l'information sur les milieux que l'onde a traversés. Plusieurs auteurs ont proposé l'utilisation d'outils mathématiques ou de traitement du signal pour extraire cette information : transformée de Hilbert (Mohammadioun, 1997), équation de Van der Pol (Archuleta, 1998), analyse en ondelettes (Bonilla, 1997), séries de Voltéra (Pavlenko and Irikura 2001). Pour rendre ces méthodes opérationnelles (capable de quantifier le potentiel de non-linéarité d'un site à partir d'enregistrements), il est indispensable d'effectuer des tests sur un nombre significatif de données, or les données bien documentées sont rares. Il faudra donc patienter encore quelques années avant de voir émerger ces méthodes.



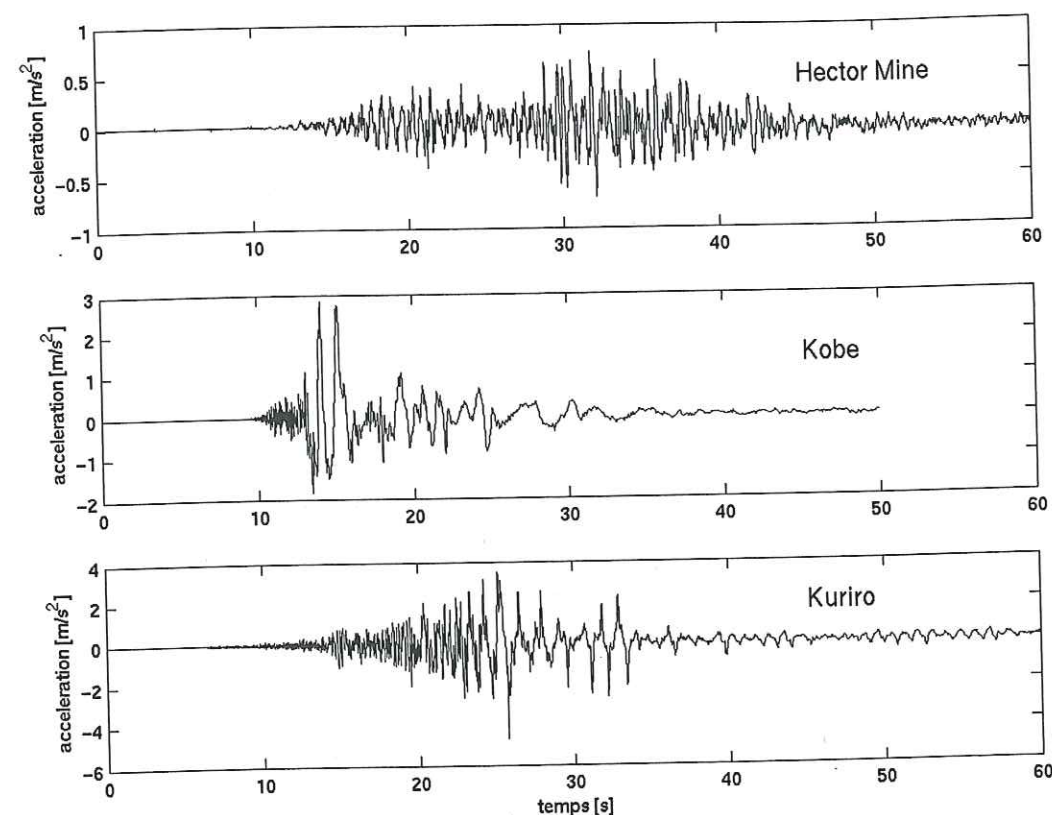


Figure 3.1-6 : Sismogramme "classique" enregistré à Garner Valley (séisme Hector Mine 1999), sismogramme enregistré à Port Island (séisme de Kobe 1995), sismogramme enregistré à Kuroki Port (séisme de Kuroki 1993).

### 3.1.2.5 Sans enregistrement

Trifunac et Todorovska (1998) ont réalisé une étude sur le séisme de Northridge. Les auteurs analysent les cartes des dommages infligés aux pavillons et aux conduites d'eau dans la vallée de San Fernando (Figure 3.1-7). Sachant que les pavillons sont sensibles aux pics de vitesse et les conduites aux grandes déformations, ils établissent une corrélation entre les dégâts observés et le comportement du sol. Dans les zones où le sol s'est comporté linéairement, l'énergie des ondes sismiques a été transmise en majorité à la surface et a causé de gros dégâts aux pavillons. Dans les zones où la réponse est non linéaire, l'énergie est absorbée par la déformation du sol et les dégâts sont alors reportés sur les conduites enterrées. Cette méthode apporte un éclairage très intéressant sur l'effet de site non linéaire mais il paraît difficile de quantifier le potentiel de non-linéarité d'un site donné avec une telle méthode.

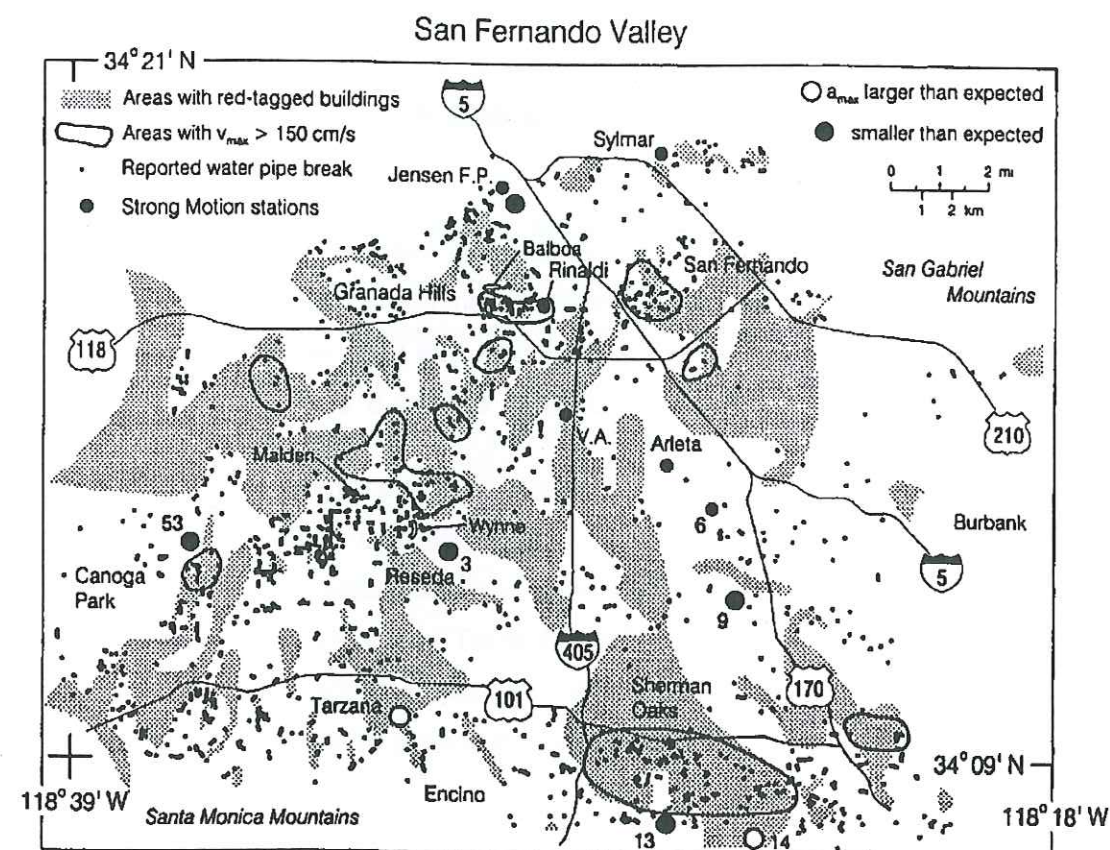


Figure 3.1-7 : Description des dégâts dus au au séisme de Northridge dans la vallée de San Fernando d'après Trifunac et Todorovska (1998).

### 3.1.3. Plan de la deuxième partie

Le comportement mécanique des sols sous sollicitation sismique est une composante majeure de l'effet de site non linéaire. Nous nous sommes tout d'abord attachés à comprendre la physique du phénomène ; nous avons testé trois méthodes de calcul. L'un d'entre eux est dit « linéaire équivalent », il permet de résoudre les équations d'équilibre dans le domaine fréquentiel. Les deux autres sont « non linéaires », ils résolvent les équations d'équilibre à chaque pas de temps. Le premier chapitre de cette deuxième partie est consacré à la présentation des ces trois codes de calcul (SHAKE, NOAH et CYBERQUAKE). A la suite d'une présentation générale, les trois codes sont soumis à trois tests qui permettent d'apporter un éclairage plus détaillé de leurs propriétés. Le premier test consiste à vérifier que les codes non linéaires (avec résolution pas à pas) permettent de décrire correctement les phénomènes associés à la propagation des ondes (interférences, résonance). Le second test découle du constat suivant : SHAKE, NOAH et CYBERQUAKE n'utilisent pas les mêmes principes physiques pour décrire l'amortissement matériel dans les sols. Nous avons cherché à quantifier l'amortissement de manière uniforme pour les trois codes de calcul. Le troisième test consiste à évaluer les capacités des codes de calculs à



rendre compte des modifications du mouvement sismique engendrées par le comportement mécanique des sols. Ce test en vraie grandeur a été réalisé à l'aide d'enregistrements obtenus lors des séismes de Kushiro (15 janvier 1993, magnitude 7,6) et de Kobe (17 janvier 1995, magnitude 7,2).

A la suite de cette présentation, nous nous sommes intéressés au cas de Grenoble. Nous avons cherché à évaluer l'influence du comportement mécanique des couches superficielles de sol sur le mouvement sismique. Le « scénario » que nous avons retenu pour cette étude consiste en un séisme de magnitude comprise entre 5,5 et 6 sur la faille de Belledune proche de Grenoble.

## 3.2. Calibrage des codes de calcul pour l'estimation de l'effet de site non linéaire.

### 3.2.1. Présentation des trois codes de calcul utilisés

Nous présentons dans ce chapitre les principes de base des trois modèles que nous avons utilisés, pour une présentation détaillée de chaque modèle il convient de se rapporter aux références citées dans le texte. Dans un but de clarté et d'homogénéité dans les explications, nous nous plaçons dans le cas d'un milieu composé de couches horizontales homogènes soumis à un champ d'onde d'incidence verticale. Avant d'aller plus avant dans les explications, il nous semble utile de préciser, à l'intention des non initiés à la mécanique des sols, la notion de contrainte effective. Cette notion, introduite par le fondateur de la mécanique des sols moderne Karl von Terzaghi (1883-1963), est illustrée sur la Figure 3.2-1 : la contrainte totale qui s'applique sur un mélange eau + grains est la somme de la contrainte reprise par le squelette granulaire (contrainte effective) et de la contrainte reprise par l'eau (pression interstitielle) :

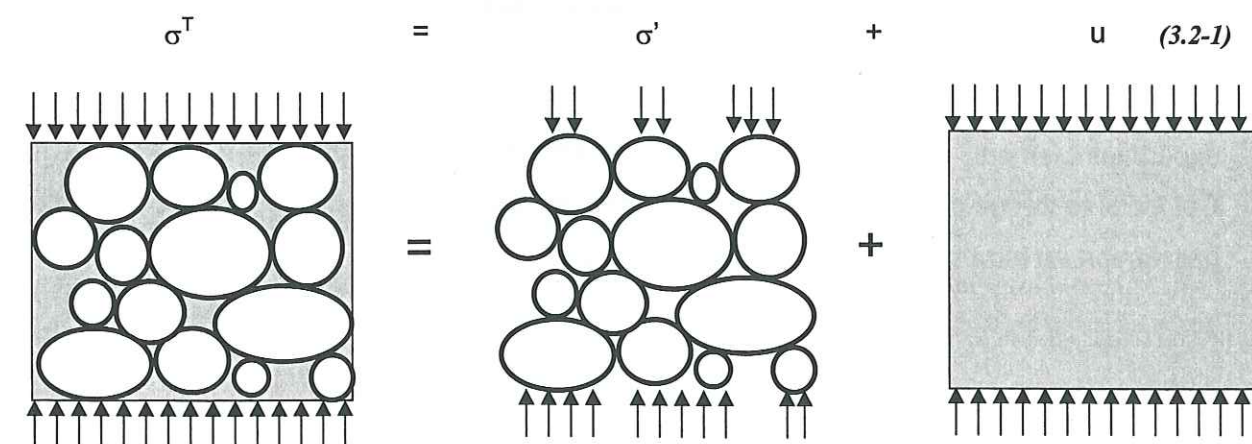


Figure 3.2-1 : La contrainte totale est la somme de la contrainte effective et de la pression interstitielle.

En mécanique des sols, les lois de comportement s'écrivent en contraintes effectives. Les trois modèles que nous avons utilisés sont, par ordre croissant de sophistication :

- Shake, modèle linéaire équivalent
- Noah, modèle non linéaire issu des lois de Masing
- CyberQuake, modèle élasto-plastique.



### 3.2.1.1 SHAKE, modèle linéaire équivalent

Ecrit en contraintes totales, le modèle linéaire équivalent ne constitue pas véritablement une loi de comportement, il s'agit plutôt de l'adaptation d'une méthode de calcul simple et rapide aux constatations expérimentales. Le grand avantage des méthodes linéaires est d'utiliser une relation de proportionnalité entre contraintes et déformations (Figure 3.2-2, Tableau 3.2-1), cette caractéristique permet de résoudre les équations d'équilibres dans le domaine fréquentiel.

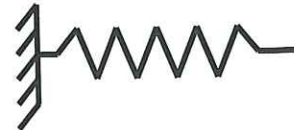


Figure 3.2-2 : Modèle linéaire, la déformation est proportionnelle à la contrainte.

	compression		cisaillement	
formulation en temps	$\sigma(t) = (\lambda + 2G) \cdot \varepsilon(t)$	(3.2-2)	$\tau(t) = G \cdot \gamma(t)$	(3.2-3)
formulation en fréquence	$\sigma(\omega) = (\lambda + 2G) \cdot \varepsilon(\omega)$	(3.2-4)	$\tau(\omega) = G \cdot \gamma(\omega)$	(3.2-5)

Tableau 3.2-1 : Expressions contrainte-déformation en temps et en fréquence, modèle linéaire.

Une méthode simple pour rendre compte de la dissipation d'énergie observée expérimentalement, est d'ajouter au modèle de sol une viscosité (modèle de Kelvin-Voigt). Cet ajout se traduit par une relation linéaire entre la contrainte et la dérivée de la déformation par rapport au temps (Figure 3.2-3, Tableau 3.2-2).

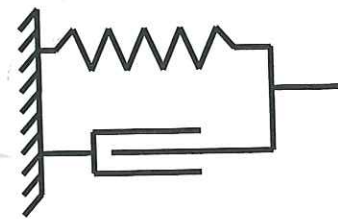


Figure 3.2-3 : Modèle de Kelvin-Voigt.

	compression		cisaillement	
formulation en temps	$\sigma = (\lambda + 2G) \cdot \varepsilon + 2D_p \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$	(3.2-6)	$\tau(t) = G \cdot \gamma(t) + 2D \frac{\partial \gamma(t)}{\partial t}$	(3.2-7)
formulation en fréquence	$\sigma(\omega) = (\lambda + 2G)^* \cdot \varepsilon(\omega)$	(3.2-8)	$\tau(\omega) = G^* \cdot \gamma(\omega)$	(3.2-9)

Tableau 3.2-2 : Expressions contrainte-déformation en temps et en fréquence, modèle de Kelvin-Voigt.

L'analyse dans le domaine fréquentiel reste possible, le module devient alors complexe :

compression		cisaillement	
$(\lambda + 2G)^* = (\lambda + 2G) + 2iD_p$	(3.2-10)	$G^* = G + 2iD$	(3.2-11)

Tableau 3.2-3 : Modules complexes associés au modèle de Kelvin-Voigt.

Pour rendre compte du fait que G et D dépendent de l'amplitude de la déformation dans le sol (Figure 3.2-4), Schnabel et al. (1972), ont imaginé une méthode de calcul par itérations. La méthode "SHAKE" implantée dans le logiciel CyberQuake procède de la façon suivante :

1. première itération (k=1) :  $G=G_{\max}$ ,  $D=D_{\min}$ ,  $V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho} (1 + 2iD_p)}$
2. Calcul de la transformée de Fourier du mouvement incident
3.  $G^* = G^k (1 + 2iD)$ ,  $V_s = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}}$
4. Calcul des fonctions de transfert
5. convolution du mouvement incident avec les fonctions de transfert
6. calcul de la déformation  $\underline{\gamma}$  au milieu de chaque couche
7. calcul de la transformée de Fourier inverse de  $\underline{\gamma}$  pour obtenir  $\gamma(t)$
8. calcul de la norme du vecteur déformation  $\|\underline{\gamma}(t)\|_{L2}$
9. calcul du maximum  $\max(\|\underline{\gamma}(t)\|_{L2})$
10. Evaluation de  $G^{k+1}$  et  $D^{k+1}$  pour  $\chi$  fois  $\max(\|\underline{\gamma}(t)\|_{L2})$
11. si  $\left| \frac{G^{k+1} - G^k}{G^k} \right| > \theta\%$  et  $k < \kappa$  alors retourner au point n°3
12. évaluation des vecteurs accélération, vitesse et déplacement au sommet de chaque couche
13. évaluation de la contrainte et de la déformation au milieu de chaque couche.



En général il n'est pas nécessaire de dépasser  $\kappa=10$  itérations pour faire converger l'algorithme, et on considère en pratique  $\theta=5\%$ . A l'étape 10 le paramètre  $\chi$  est pris égal à 0,65 selon les recommandations des auteurs du programme SHAKE.

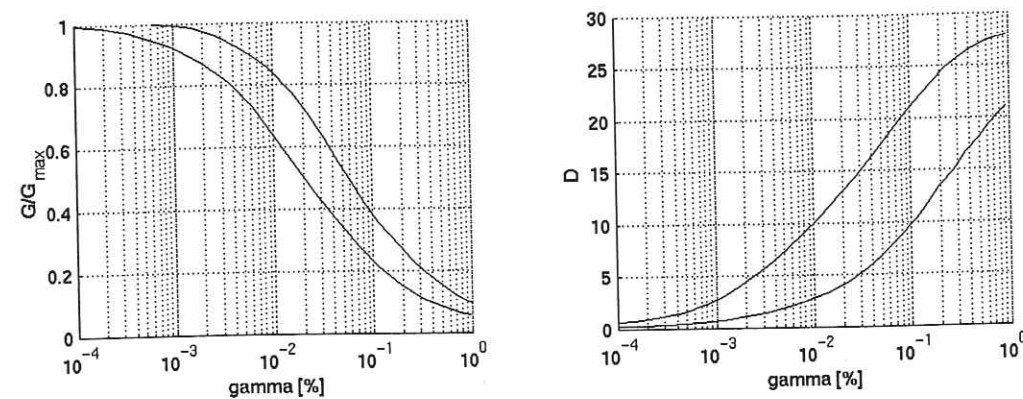


Figure 3.2-4 : Variation du module de cisaillement  $G$  et de l'amortissement  $D$  en fonction de l'amplitude de déformation. Courbes proposées par Seed (1969) afin de délimiter un fuseau valable pour les sables.

### 3.2.1.2 NOAH, modèle cyclique non linéaire issu des lois de Masing

Ces modèles sont dits "unidirectionnels" car seule la composante horizontale du mouvement est traitée, ce type de chargement se présente dans beaucoup d'applications pratiques en génie parasismique. Cette famille de modèles repose sur la description géométrique du chemin de contrainte. On suppose que le comportement du sol peut être décrit à l'aide de fonctions mathématiques comme par exemple la loi hyperbolique (Hardin et Drnevich, 1972) :

$$F(\gamma) = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + (G_0 / \tau_0) \cdot |\gamma|} \quad (3.2-12)$$

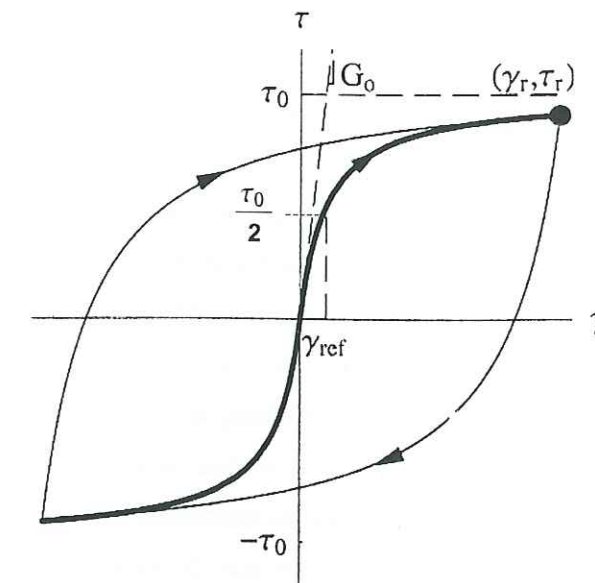


Figure 3.2-5 : Courbe initiale de chargement et courbes de déchargement/rechargement pour la loi hyperbolique

Dans ce cas, la courbe contrainte-déformation est définie à l'aide de deux paramètres :  $G_0$  et  $\tau_0$ . Sachant que  $G_0$  est le module élastique, la partie non linéaire du comportement n'est décrite que par un seul paramètre :  $\tau_0$ . Pour décrire le comportement cyclique, la courbe de chargement initiale est associée aux lois de Masing (1926) :

- pour le chargement initial, la courbe contrainte-déformation est définie par l'équation (3.2-12)
- lors d'une inversion du chargement au point  $(\gamma_r, \tau_r)$ , la courbe contrainte-déformation suit le chemin défini par :

$$\frac{\tau - \tau_r}{CH} = F_{bb} \left( \frac{\gamma - \gamma_r}{CH} \right) \quad (3.2-13)$$

En d'autres termes, la courbe de déchargement a la même forme que la courbe de chargement initial mais elle est dilatée d'un facteur  $CH$  selon l'axe des ordonnées. Les lois originelles de Masing proposent  $CH=2$ . Bonilla (2000) calcule  $CH$  en fonction du niveau de déformation dans le matériau.

- si, lors d'une décharge ou recharge, la courbe contraintes-déformations dépasse le maximum de déformation déjà atteint précédemment et croise la courbe initiale de chargement, alors la courbe contraintes-déformations suit la forme de la courbe initiale.



- si une courbe de décharge ou recharge croise une courbe du cycle précédent, alors la courbe contraintes-déformations suit la forme du cycle précédent.

Les résultats expérimentaux montrent que cette formulation permet de bien représenter le comportement du sol sous chargement harmonique. Mais des difficultés surgissent lors de l'application de chargements cycliques quelconques. Pour pallier à ces difficultés, il est nécessaire d'adjoindre d'autres lois à celles de Masing, plusieurs auteurs (Finn 1977, Pyke 1979, Vucetic 1990) ont proposés des modifications qui permettent de traiter des sollicitations quelconques. Pour estimer les variations de résistance mécanique dues aux variations de la pression interstitielle et modéliser les phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique, certains auteurs ont proposé des améliorations supplémentaires (Finn 1977, Pyke 1979, Bonilla 2000). Dans le cas du modèle que nous avons utilisé, l'estimation de la pression interstitielle est basée sur les travaux de Towhata et Ishihara (1985), et *la* *et al.* (1990a, 1990b). Ces auteurs ont développé un mécanisme multi-cisaillement dans l'espace des déformations. Ce mécanisme permet d'estimer les variations de volume du matériau en considérant couplage entre le cisaillement pur et cisaillement déviatoire (Figure 3.2-6).

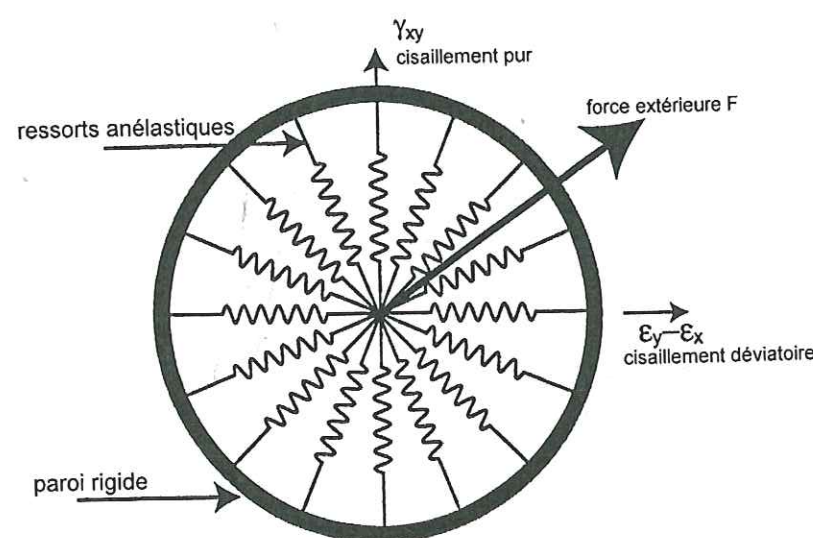


Figure 3.2-6 : Schéma simplifié du mécanisme multi-cisaillement.

Le modèle que nous avons utilisé, NOAH, est présenté en détail dans la thèse de Fabian Bonilla (2000), il comporte les caractéristiques suivantes :

- relation contrainte-déformation de type hyperbolique,
- comportement cyclique décrit par les lois de Masing généralisées (CH variable),

- estimation de la pression interstitielle possible pour les calculs en conditions non drainées,
- calcul selon la méthode des différences finies.

### 3.2.1.3 CYBERQUAKE, modèle élasto-plastique

Le principe de base des modèles élasto-plastiques est de décomposer la déformation en deux parties, une partie élastique et une partie plastique (déformation irréversible) :

$$\gamma = \gamma^e + \gamma^p \quad (3.2-14)$$

La partie élastique de la déformation est reliée à la contrainte effective par une relation élastique linéaire (type loi de Hooke) :

$$\tau = G \cdot \gamma^e \quad (3.2-15)$$

Comme le montrent les Figure 3.2-7 et Figure 3.2-8, à la notion de plasticité, on associe un seuil : lorsque la contrainte est inférieure au seuil  $\tau_{\max}$ , le comportement est élastique linéaire (module  $G$ ). Quand le seuil est atteint, la déformation plastique apparaît. Si le comportement est "élasto-plastique parfait", alors le seuil de plasticité ne change pas. Lors d'un cycle décharge-recharge, la courbe  $\gamma$ - $\tau$  revient au point de déchargement (Figure 3.2-8).

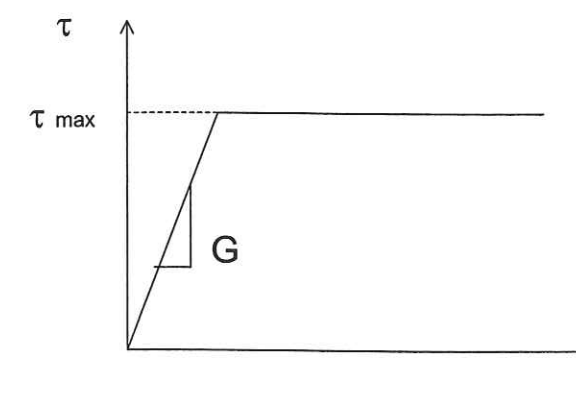


Figure 3.2-7 : Comportement élasto-plastique parfait, chargement monotone.



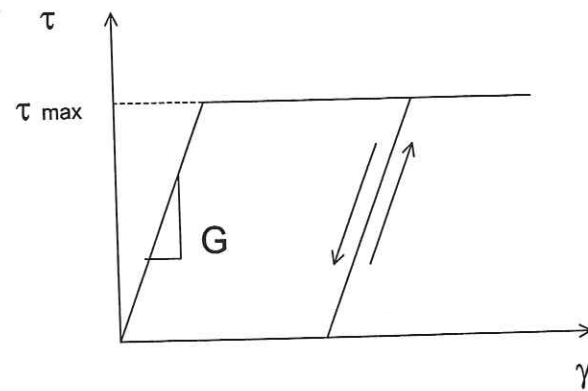


Figure 3.2-8 : Comportement élasto-plastique parfait avec décharge.

Si le comportement est "élasto-plastique avec écrouissage", alors le seuil de plasticité évolue au cours du chargement (Figure 3.2-9 et Figure 3.2-10). Lors du premier chargement le seuil de plasticité évolue et, lors d'un cycle décharge-recharge, la partie linéaire de la courbe  $\gamma$ - $\tau$  est différente de celle du premier cycle (Figure 3.2-10).

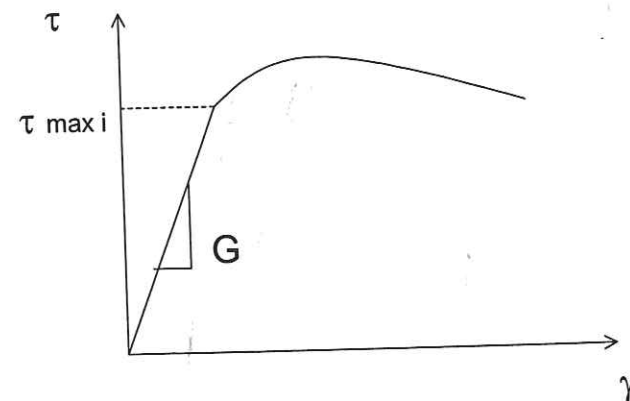


Figure 3.2-9 : Comportement élasto-plastique avec écrouissage (le seuil de plasticité évolue lors du chargement), chargement monotone.

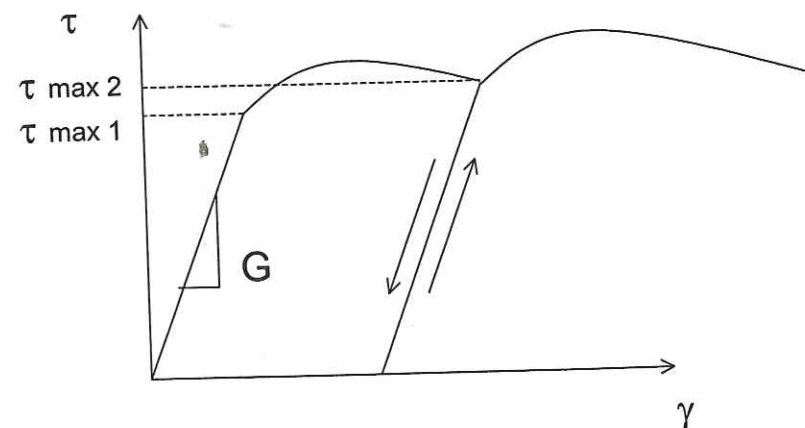


Figure 3.2-10 : Comportement élasto-plastique avec écrouissage, charge et décharge.

Pour décrire un modèle de comportement élasto-plastique il faut donc définir le seuil à partir duquel apparaît la déformation plastique : c'est le rôle de la fonction de charge. Il faut également caractériser cette déformation (amplitude et orientation) : c'est le rôle de la loi d'écoulement. La modification du seuil de plasticité au cours du chargement est décrite par la loi d'écrouissage. Chaque ensemble (fonction de charge + loi d'écoulement + loi d'écrouissage) constitue un mécanisme. Certaines lois de comportement élasto-plastique (Prévost 1985, Hujeux 1985) utilisent un mécanisme par plan principal de contrainte ainsi qu'un mécanisme isotrope (quatre mécanismes au total). Le modèle que nous utilisons comporte un unique mécanisme déviatoire. La surface de charge est définie dans l'espace des contraintes par la relation suivante :

$$f = \left\| \underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{\sigma F}{\sigma_0 F_0} \underline{\underline{\tau}}_0 \right\| + \sigma F |r - r_0| \quad (3.2-16)$$

la fonction F qui permet d'évaluer l'écrouissage dû aux variations volumiques du matériau :

$$F = 1 - b \left( \ln \frac{\sigma}{\sigma_{ci}} - \beta \varepsilon^p \right) \quad (3.2-17)$$

$r$  est une variable interne au modèle qui permet d'évaluer l'écrouissage en cisaillement.

La loi d'écoulement est définie de la façon suivante :

$$\begin{cases} \dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \cdot \underline{\underline{\Psi}}_v \\ \dot{\gamma}^p = \dot{\lambda} \cdot \underline{\underline{\Psi}}_d \end{cases} \quad (3.2-18)$$

$$\underline{\underline{\Psi}}_d = \dot{\lambda} \cdot \underline{\underline{\Psi}}_d \quad (3.2-19)$$

où

$$\underline{\underline{\Psi}}_v = -\alpha_v \zeta (\tan \psi - F |r - r_0|) \quad (3.2-20)$$

$$\underline{\underline{\Psi}} = \partial_{\underline{\underline{\varepsilon}}} f \quad (3.2-21)$$

Ce type de modèle permet une formulation incrémentale :

$$d\underline{\underline{\sigma}} = f(E, H) \quad (3.2-22)$$

où  $E$  est l'état actuel du matériau (densité, état de contrainte) et  $H$  l'histoire du chargement qu'il a subi (écrouissage, déformation plastique). L'évaluation de la pression intersticielle se



fait par analyse di-phasique selon la formulation de Biot. Le logiciel CyberQuake utilise la méthode par éléments finis.

### 3.2.2. Trois tests

Afin de compléter la présentation générale qui précède, le présent chapitre se propose d'apporter un éclairage plus détaillé des modèles de calcul à travers trois tests. Le premier test consiste à vérifier que les codes non linéaires (avec résolution pas à pas) permettent de décrire correctement les phénomènes associés à la propagation des ondes (interférences, résonance). Dans le second test, nous avons cherché à quantifier l'amortissement de manière uniforme pour les trois codes de calcul. Cette démarche nous a semblée importante car les trois codes de calcul n'utilisent pas les mêmes principes physiques pour décrire l'amortissement matériel dans les sols. Le troisième test consiste à évaluer les capacités des codes de calculs à rendre compte des modifications du mouvement sismique engendrées par le comportement mécanique des sols. Ce test en vrai grandeur a été réalisé à l'aide d'enregistrements obtenus lors des séismes de Koshiro (15 janvier 1993, magnitude 7,6) et de Kobe (17 janvier 1995, magnitude 7,2).

#### 3.2.2.1 Description des phénomènes associés à la propagation des ondes

Un des outils les plus utilisés pour décrire les phénomènes associés à la propagation des ondes est la fonction de transfert. Notons que pour deux points d'observations (S et P, Figure 3.2-11) d'un même profil il est possible de calculer deux fonctions de transfert différentes :

$$FT_1(\omega) = \frac{S(\omega)}{P(\omega)} \quad (3.2-23)$$

$$FT_2(\omega) = \frac{S(\omega)}{P^+(\omega)} \quad (3.2-24)$$

où  $S(\omega)$  est le champ d'onde observé à la surface,  $P(\omega)$  est le champ d'onde total observé en profondeur et  $P^+(\omega)$  est le champ d'onde incident au point P. La fonction de transfert  $FT_2$  est celle qui décrit réellement l'effet de site, la fonction  $FT_1$  est "polluée" par le champ d'onde descendant. Cependant lorsqu'on dispose des accéléromètres en profondeur, ils enregistrent le champ total, il est donc difficile d'obtenir expérimentalement une "vraie" fonction de transfert. Cet effet a été étudié en détail par Fabian Bonilla (2000). Pour le test que nous avons effectué, c'est la vraie fonction de transfert  $FT_2$  qui est utilisée. Le milieu multicouche

que nous avons considéré est présenté en annexe 4, il s'agit du site de Garner Valley situé en Californie. Le profil de vitesse du site est décrit dans le Tableau 3.2-4.

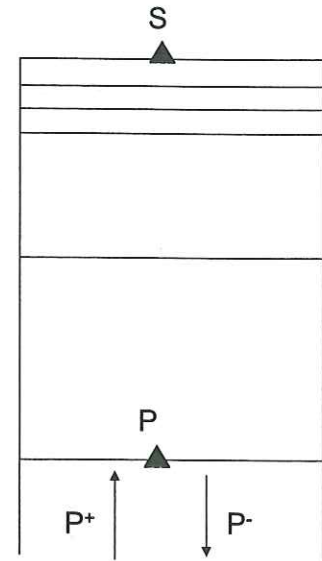


Figure 3.2-11: Position des récepteurs pour le calcul des fonctions de transfert

épaisseur [m]	Vs [m/s]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
6	175	2000
9	200	2000
7	320	2200
36	550	2400
29	650	2800
133	1632	2800
	3000	2800

Tableau 3.2-4 : Profil de vitesse (site de Garner Valley, les "paramètres non linéaires" de ce profil sont détaillés au chapitre suivant)

#### Présentation des tests réalisés

Le modèle élastique permet de résoudre les équations d'équilibre dans le domaine fréquentiel, les phénomènes associés à la propagation des ondes (interférences, résonance) sont de ce fait bien pris en compte. Pour les modèles non linéaires les équations d'équilibre sont résolues pour chaque élément spatial et pour chaque pas de temps. Il faut donc s'assurer que la méthode de calcul (discrétisation en temps, une discrétisation spatiale et un schéma d'intégration) est bien adaptée au problème spécifique de la propagation des ondes. C'est l'objet de la première partie de ce paragraphe. La deuxième partie traite des modifications apportées à la fonction de transfert par le comportement non linéaire des sols.

#### Fonctions de transfert élastique



Pour traiter le problème spécifique de la propagation des ondes, il faut utiliser une discrétisation en temps, une discrétisation spatiale et un schéma d'intégration qui éviteront que l'amortissement et la dispersion numériques ne perturbent les résultats.

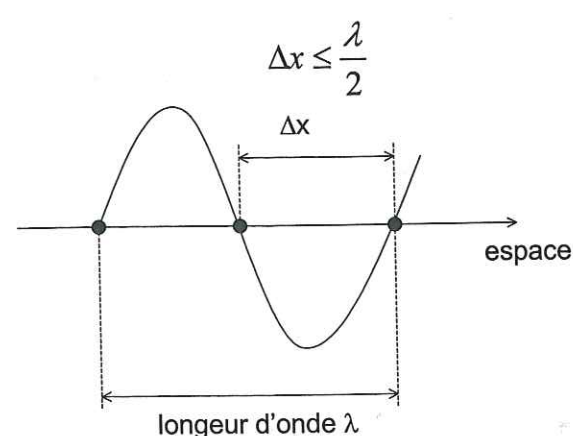


Figure 3.2-12 : Discretisation en espace.

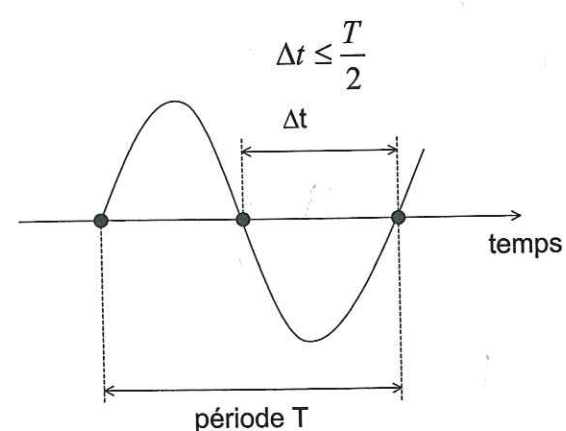


Figure 3.2-13 : Discretisation en temps.

Les Figure 3.2-12 et Figure 3.2-13 illustrent le principe de la construction des maillages spatial et temporel. Les relations associées prescrivent des minima pour qu'une oscillation soit "vue". Pour que l'onde soit décrite correctement, l'usage courant est d'utiliser un pas de maillage équivalent à 10 ou 20 % de la longueur d'onde. Pour plus de détail on pourra se reporter à Semblat (1998, 2000) qui étudie en détail l'influence de la finesse du maillage sur la propagation des ondes.

Afin de tester l'aptitude des deux modèles non linéaires à décrire les phénomènes associés à la propagation des ondes, nous avons cherché à reproduire la fonction de transfert élastique du multicouche décrit dans le Tableau 3.2-4 à partir des séries temporelles des mouvements d'entrée et de sortie.

La stabilité du calcul est testée par l'utilisation de cinq sollicitations différentes : une impulsion (dirac), les deux composantes horizontales d'un séisme proche et les deux composantes horizontales d'un séisme lointain (Tableau 3.2-5, Figure 3.2-14). Ces enregistrements proviennent du réseau K-NET. Pour que le comportement reste aussi linéaire que possible les sollicitations doivent être faibles, nous avons donc normalisé les enregistrements à 0,01 m/s<sup>2</sup>.

	Magnitude JMA	Distance hypocentrale [km]	date	station
Séisme proche	5,4	11	16/08/1998	GIF004
Séisme lointain	6,6	74	19/10/1996	MYZ016

Tableau 3.2-5 : Séisme proche et séisme lointain.

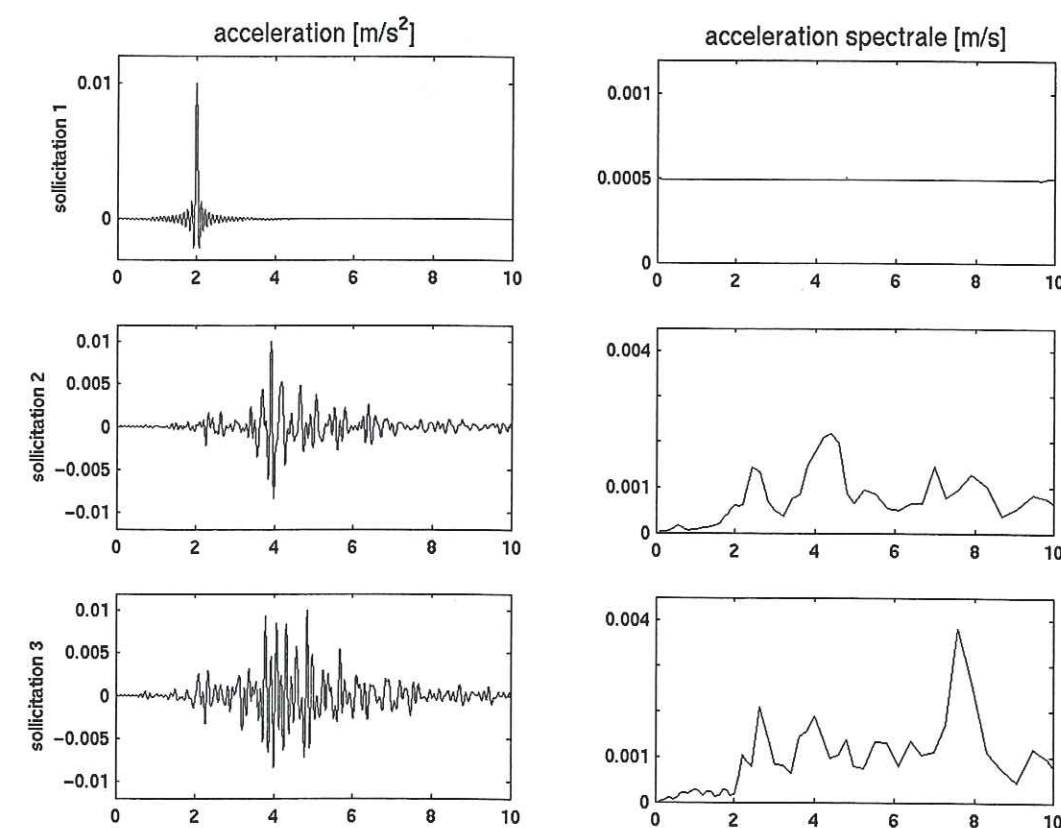


Figure 3.2-14 (a) : Les cinq sollicitations utilisées.



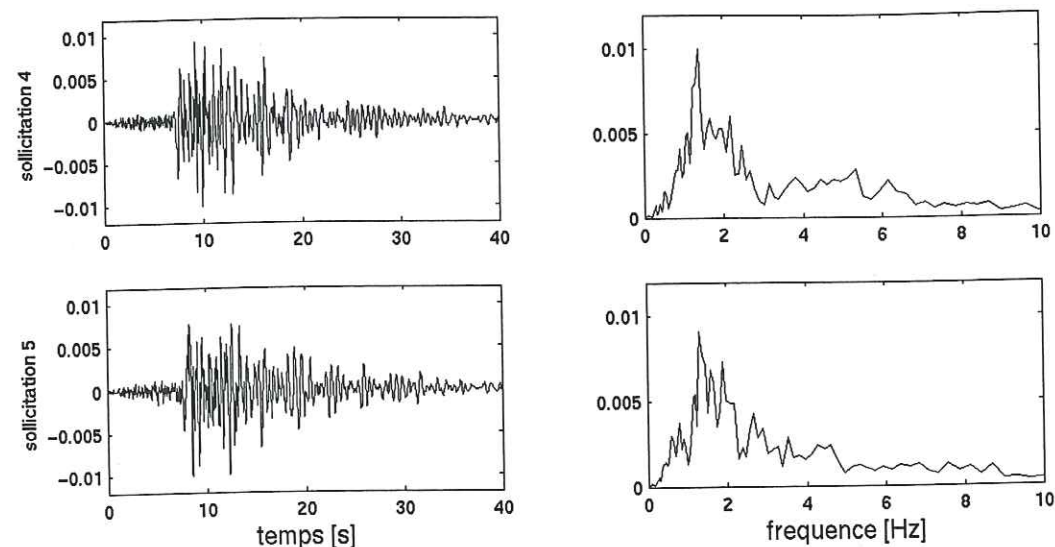


Figure 3.2-14 (b) : Les cinq sollicitations utilisées.

Les résultats obtenus sont présentés sur les Figure 3.2-15 à Figure 3.2-17, la réponse élastique de référence a été calculée à l'aide du programme Kennett (Burridge et al. 1980, Shearer et Orcutt 1987). L'analyse des résultats est menée à la suite des figures.

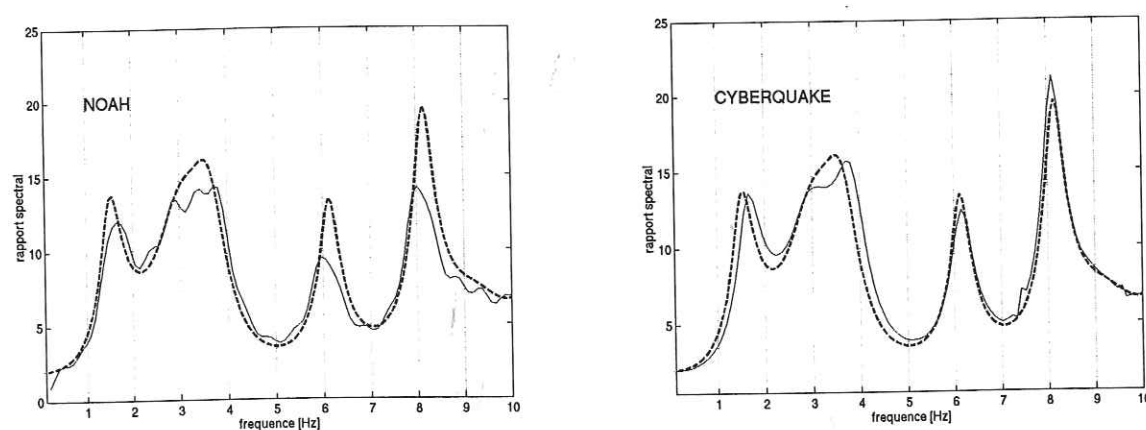


Figure 3.2-15 : Fonction de transfert élastique et fonction de transfert obtenu avec un dirac.

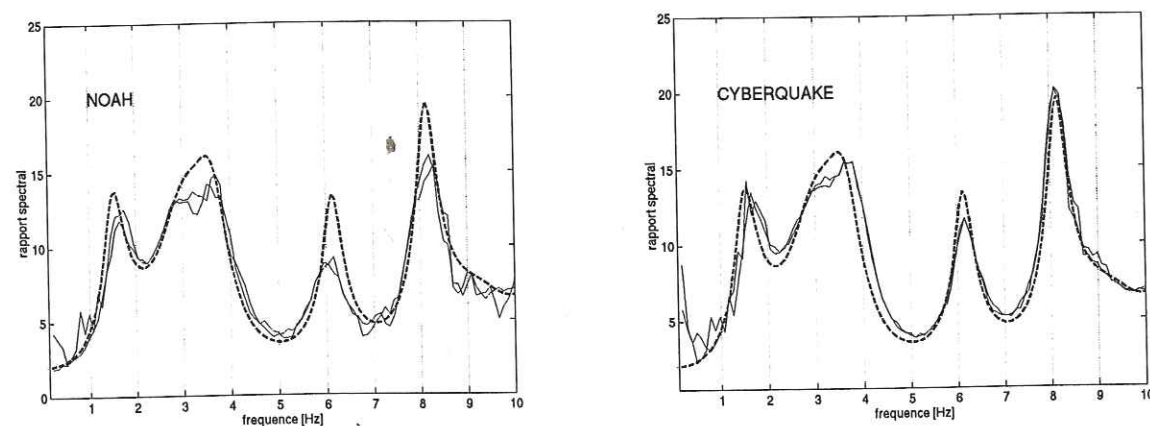


Figure 3.2-16 : Fonction de transfert élastique et fonctions de transfert obtenu avec le séisme proche.

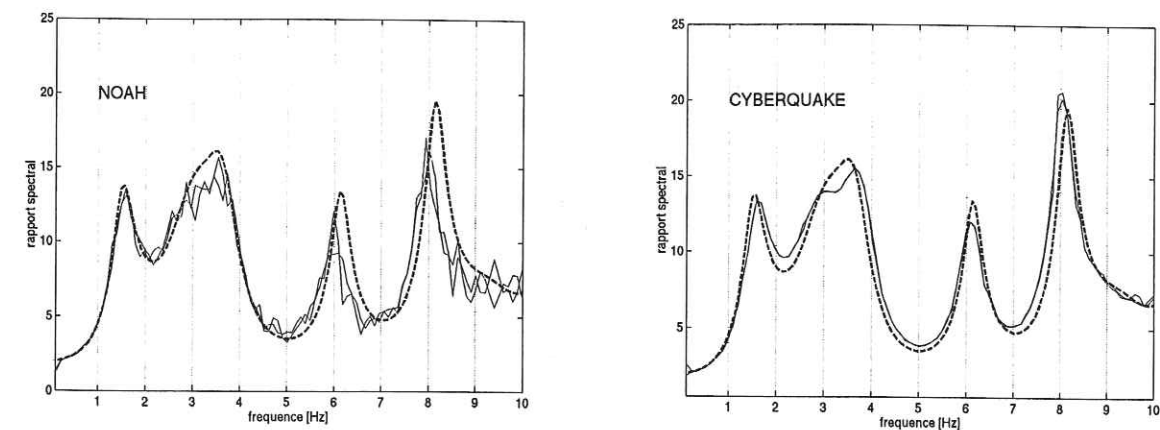


Figure 3.2-17 : Fonction de transfert élastique et fonctions de transfert obtenu avec le séisme lointain.

### Fonctions de transfert non linéaires

Après avoir testé la méthode de calcul (différences finies, éléments finis), il s'agit ici de tester la sensibilité des modèles de comportement aux variations du mouvement d'entrée. Nous avons effectué ce test avec les sismogrammes utilisés au paragraphe précédent (Tableau 3.2-5, Figure 3.2-14). Le profil de sol décrit au Tableau 3.2-4 est soumis à cinq sollicitations normalisées successivement à  $1 \text{ m/s}^2$  et  $4 \text{ m/s}^2$ . Les résultats de ces tests sont présentés sur les Figure 3.2-18 à Figure 3.2-20.

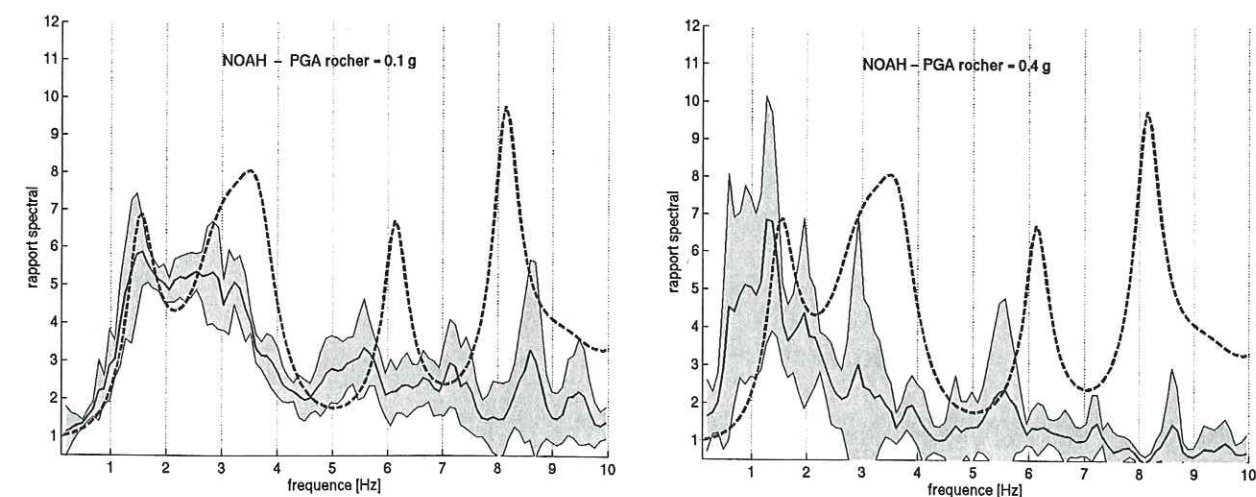


Figure 3.2-18 : Sensibilité de la fonction de transfert au mouvement d'entrée, calculs à 0,1g et à 0,4g pour NOAH.



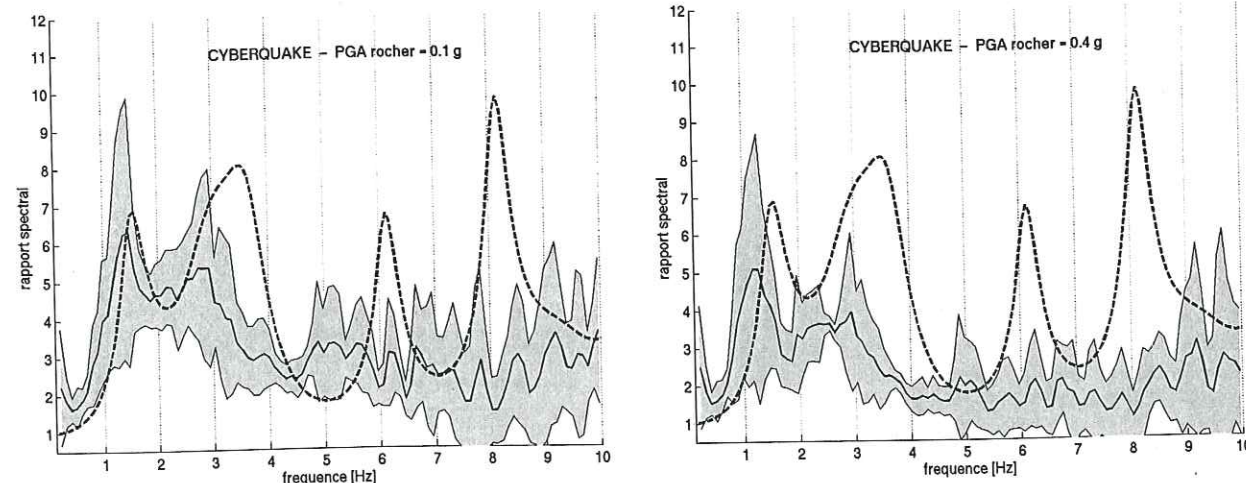


Figure 3.2-19 : Sensibilité de la fonction de transfert au mouvement d'entrée, calculs à 0,1g et à 0,4g pour CYBERQUAKE.

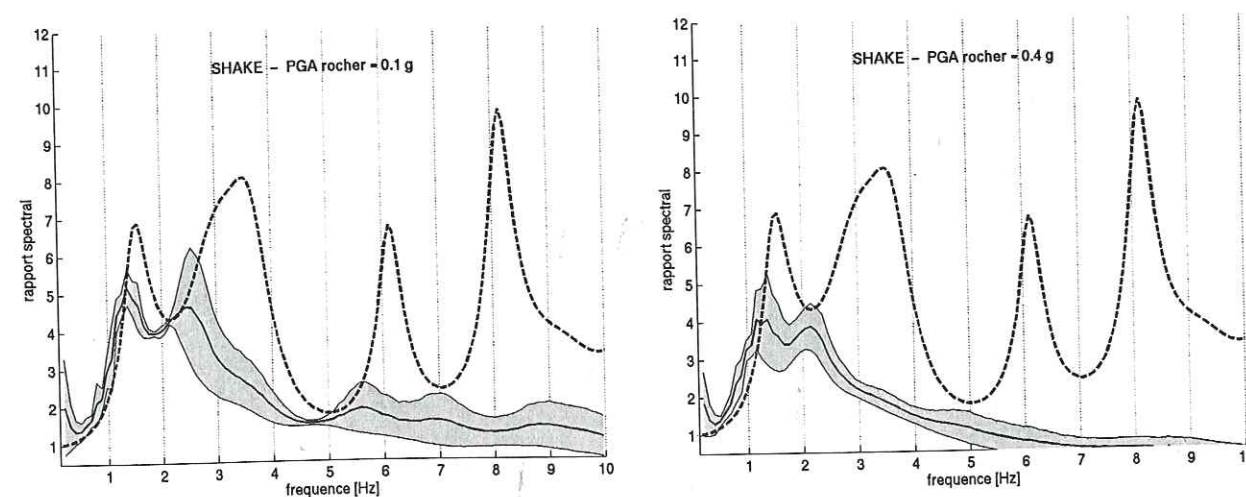


Figure 3.2-20 : Sensibilité de la fonction de transfert au mouvement d'entrée, calculs à 0,1g et à 0,4g pour SHAKE.

### Analyse des résultats

#### 1. Fonctions de transfert élastiques

Malgré les légères variations autour de la fonction de transfert théorique ces figures montrent que les deux méthodes non linéaires décrivent correctement les phénomènes associés à la propagation des ondes, la dispersion numérique n'engendre pas de perturbation significative de la fonction de transfert. Nous pouvons tout de même constater que le pic à 3,5 Hz est légèrement tronqué pour tous les calculs. Le fait que les deux pics à 6 et 8 Hz soient légèrement sous évalués par NOAH est dû à l'utilisation d'un facteur de qualité trop faible

( $Q=50$ ) pour décrire un comportement élastique linéaire (une valeur de  $Q=1000$  eut été mieux adaptée).

#### 2. Fonctions de transfert non linéaires

##### o Sensibilité des calculs non linéaires au mouvement d'entrée

La zone grisée autour de la courbe moyenne représente l'écart type calculé sur les cinq réponses. La Figure 3.2-20 fait apparaître que SHAKE est très peu sensible au contenu fréquentiel et à la durée du mouvement incident. Seule l'amplitude du mouvement d'entrée influe de manière significative sur la réponse du modèle. La Figure 3.2-19 fait apparaître des pics importants à 1 Hz et 3 Hz (ces pics se retrouvent également sur la Figure 3.2-18 pour la sollicitation à 0,4g), ces écarts importants par rapport à la moyenne sont provoqués par la sollicitation n°2 (Figure 3.2-21).

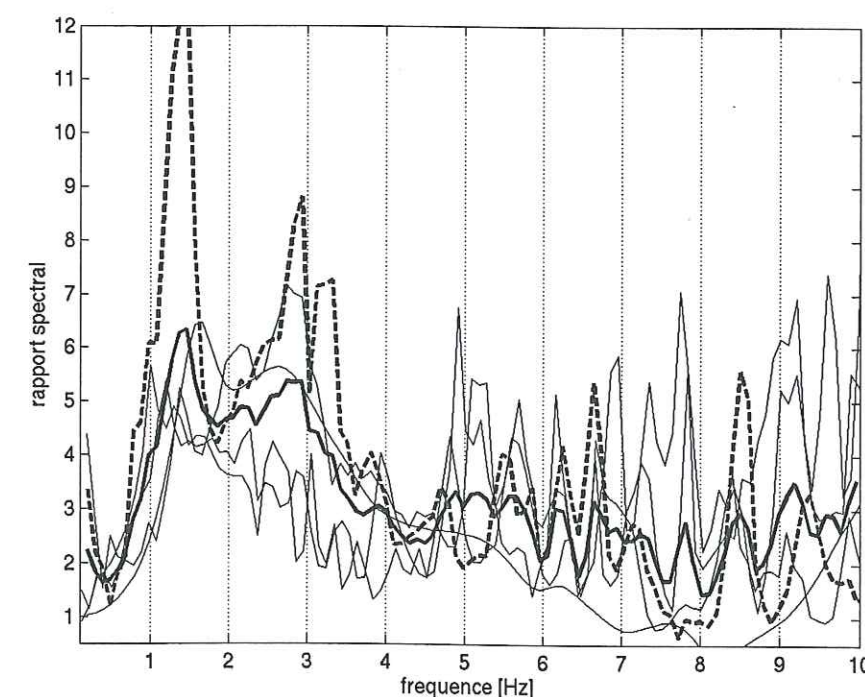


Figure 3.2-21 : Rapport spectral obtenu pour la sollicitation n°2 en pointillé gras comparé aux autres en traits fins. En gras la moyenne des cinq sollicitations.

Cet enregistrement provient de la station « GIF004 » du réseau K-NET, il a été sélectionné pour son couple (magnitude-distance), les conditions de site n'ont pas été déterminantes pour le choix. Or, cette sollicitation comporte un pic à 4,4 Hz (Figure 3.2-14) que l'on peut sans difficulté mettre en relation avec celui de la Figure 3.2-22 qui présente le rapport H/V calculé sur 19 enregistrements obtenus par cette station. Il s'avère donc que l'effet de site présent dans la sollicitation n°2 a de fortes conséquences sur la réponse du modèle.



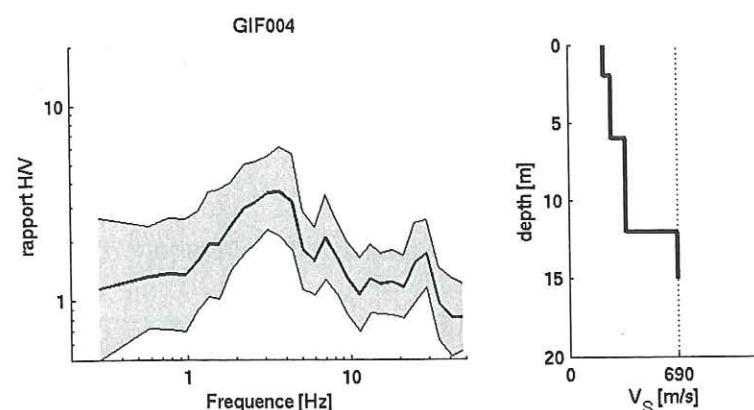


Figure 3.2-22 : Rapport H/V et profil de vitesse pour la station GIF004.

#### o Contenu fréquentiel des réponses non linéaires

De nombreux auteurs (Beresnev et al. 1995, Su et al. 1998, etc) ont mis en évidence que comportement non linéaire des sols s'accompagne d'un décalage du contenu fréquentiel du mouvement sismique vers les basses fréquences. Ce phénomène, observé sur les Figure 3.2-18 à Figure 3.2-20, est dû à la perte de rigidité du matériau. Cet adoucissement peut être réel (dégradation du matériau) et/ou apparent (apparition de déformation irréversible). Il faut cependant noter que chaque inversion du sens de chargement (zone encadrée Figure 3.2-23) crée des hautes fréquences. Il n'y donc pas de raison pour que le décalage vers les basses fréquences s'accompagne d'une disparition des hautes fréquences.

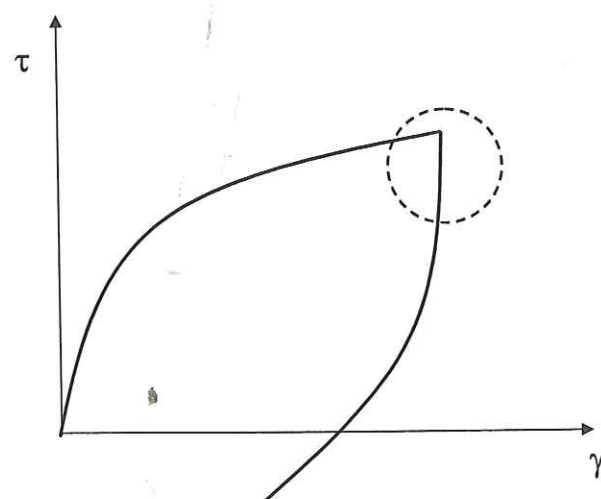


Figure 3.2-23 : Inversion de chargement.

La réponse de SHAKE est comparable à celles des deux autres modèles entre 0 et 5 Hz mais au-delà de 5 Hz, SHAKE ne rend pas compte du phénomène décrit ci-dessus (génération de hautes fréquences).

#### 3.2.2.2 Quantification de l'amortissement

Le chapitre 3.2.1 a permis de montrer que NOAH décrit l'absorption d'énergie par la formation de boucles d'hystérésis, CYBERQUAKE par l'apparition de déformation plastique et SHAKE par la viscosité. Les paramètres utilisés pour décrire chacun de ces phénomènes sont propres à chacun des modèles, il est donc très difficile d'effectuer des comparaisons "impartiales". Nous avons tout de même tenté l'aventure à l'aide du facteur d'amortissement défini Figure 3.2-24. Ce paramètre permet de quantifier l'ensemble des phénomènes dissipateurs d'énergie sans les distinguer, ce « non-dicernement » est intéressant pour comparer trois modèles qui décrivent la non-linéarité de manières différentes. Ce test est basé sur le travail présenté en Annexe 3 (Lussou et al. 2000).

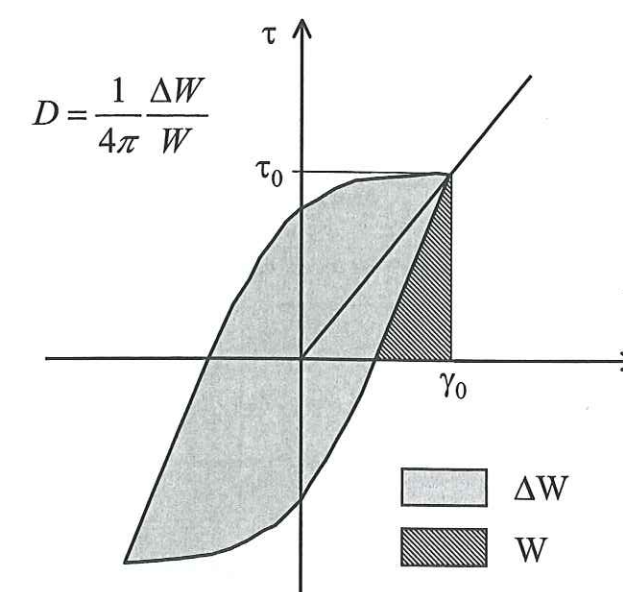


Figure 3.2-24 : Définition du coefficient d'amortissement

#### Présentation du test réalisé

D est défini sur un cycle fermé, il est donc difficile de calculer l'amortissement pour un chargement cyclique quelconque. Nous avons réalisé des essais avec une sollicitation simple (dirac). Deux matériaux ont été considérés : un sable et une argile peu plastique. Les paramètres utilisés pour décrire le comportement élastique des matériaux sont présentés dans le Tableau 3.2-6.

matériau	Vs [m/s]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
sable	290	2150
argile	202	1878
substratum	600	2600

Tableau 3.2-6 : Paramètres élastiques pour le sable et l'argile.



Les paramètres utilisés pour décrire le comportement non linéaire des matériaux sont présentés dans les Tableau 3.2-7 et Tableau 3.2-8 ainsi que sur la Figure 3.2-25.

matériau	$\phi$
sable	37
argile	17

Tableau 3.2-7 : Paramètres non linéaires pour NOAH.

matériau	$\phi$ [°]	$\beta$	$\sigma_i/\sigma_v$	$E_p$ [MPa]	$C$ [kPa]	$\gamma^{el}$	$\gamma^{hys}$	$\gamma^{mbl}$	$b$	$\psi$ [°]
sable	30	40	25	300	0	1e-010	1e-006	0.1	0.2	30
argile	25	35	1	1000	0	1e-010	1e-007	0.001	1	25

Tableau 3.2-8 : Paramètres non linéaires pour CYBERQUAKE.

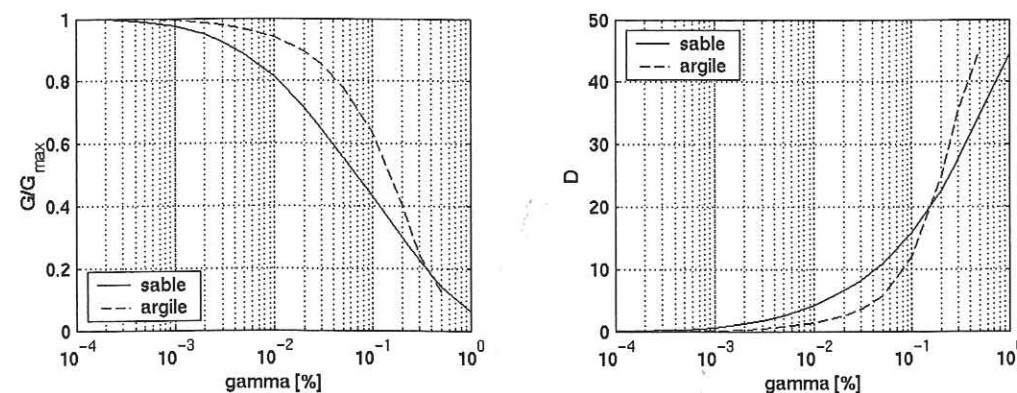


Figure 3.2-25 : Courbes G-gamma et D-gamma pour SHAKE.

Les angles de frottement ne sont pas les mêmes pour les deux modèles non linéaires, cette « curiosité » est due au fait que pour effectuer ce test nous avons choisi de faire correspondre les courbes  $G/G_{max}-\gamma$  de chacun des modèles : les trois modèles ont la même valeur de  $\gamma_{ref}$  (Figure 3.2-5). Pour réaliser cette correspondance nous avons, en premier lieu, défini les paramètres du modèle élasto-plastique. Le logiciel CYBERQUAKE permet alors d'obtenir la courbe  $G/G_{max}-\gamma$  correspondante, la valeur de  $\phi$  pour NOAH est déduit à l'aide des équations (3.2-27) et (3.2-28).

$$\tau_{max} = G_0 \cdot \gamma_{ref} \quad (3.2-27)$$

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \cdot \sin(\phi) \quad (3.2-28)$$

La méthodologie du test (géométrie, mouvement d'entrée) est décrite dans l'Annexe 3.

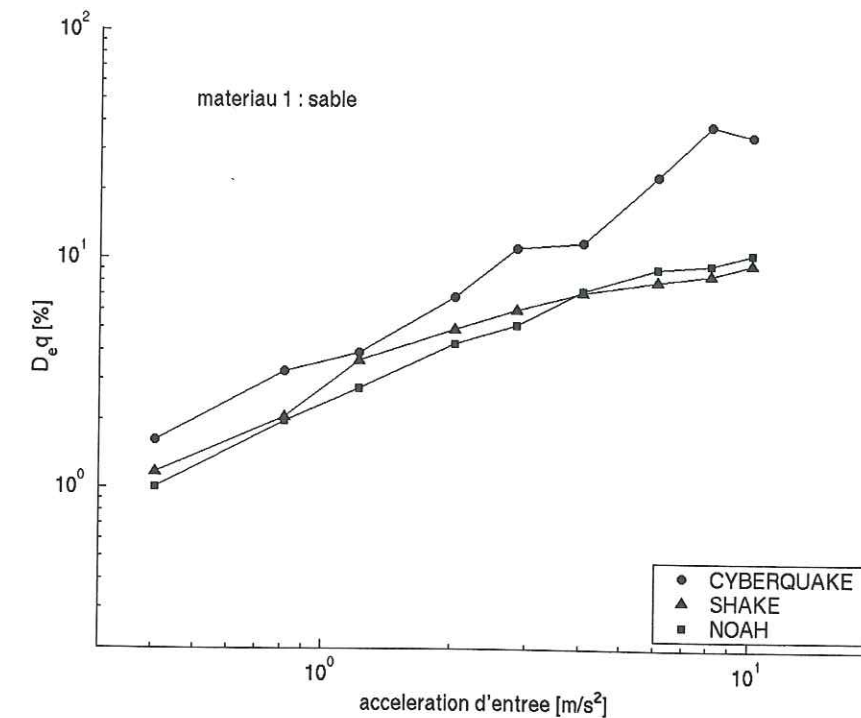


Figure 3.2-26 : Evaluation de l'amortissement en fonction du niveau d'accélération pour un sable.

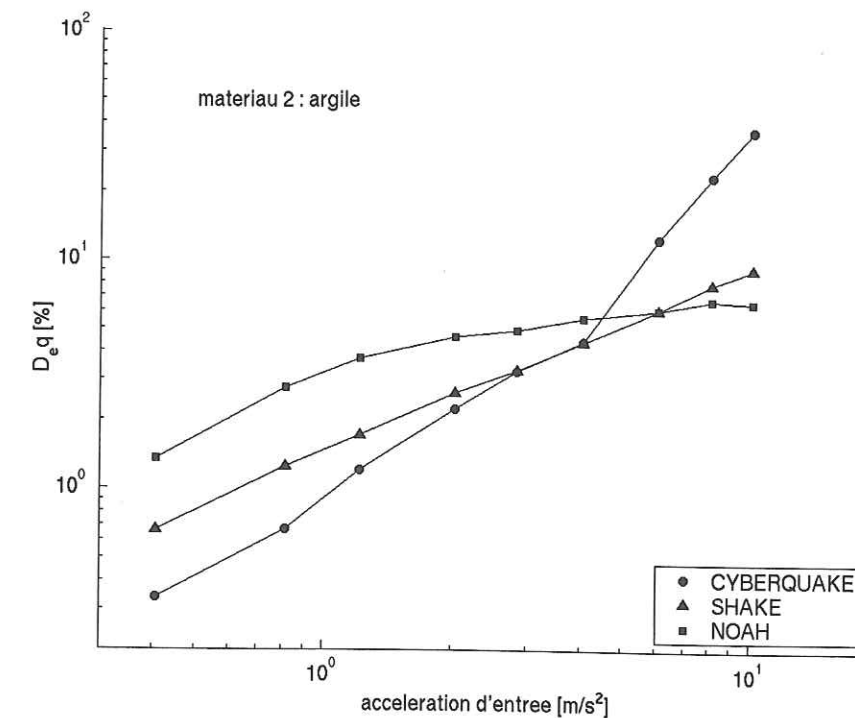


Figure 3.2-27 : Evaluation de l'amortissement en fonction du niveau d'accélération pour une argile.



### Analyse des résultats

Comme nous l'avons vu plus haut, il est difficile d'effectuer des comparaisons tant les modèles sont différents. Il faut donc rester prudent dans l'interprétation des résultats. Les Figure 3.2-26 et Figure 3.2-27 permettent toutefois de tirer les conclusions suivantes :

- Il n'y a pas de relation simple entre les trois modèles. Les relations « inférieur à », « supérieur à » sont différentes selon le matériau et le niveau d'accélération,
- pour SHAKE la relation entre l'accélération et l'amortissement est linéaire (dans le plan log-log) pour les deux matériaux,
- au-dessus de 0,5g l'amortissement CYBERQUAKE est largement supérieur aux autres.

#### 3.2.2.3 Tests sur deux sites : Port Island et Kushiro Port

L'objectif est ici de tester l'aptitude des trois modèles à rendre compte des modifications du mouvement sismique dues à la rhéologie des matériaux proches de la surface. Pour effectuer ce test "en vraie grandeur", nous avons confronté calculs et enregistrements obtenus in situ pour les sites de « Port Island » et de « Kushiro Port ». Ces deux sites ont des propriétés élastiques (profil de vitesse, Figure 3.2-28) peu différentes mais ont pourtant donné deux réponses très différentes à deux sollicitations du même ordre de grandeur. Comme le montre la Figure 3.2-29, pour chacun des deux sites, le mouvement enregistré en surface est très différent du mouvement enregistré en profondeur. Dans le cas de Kobe, on observe un décalage du contenu fréquentiel vers les basses fréquences, un filtrage des hautes fréquences et une absence d'amplification (manifestations classiques des effets non linéaires). Dans le cas de Kushiro on observe une amplification du mouvement et l'apparition de pics haute fréquence avec des niveaux d'accélération élevés ( $2 \text{ m/s}^2$ ). Nous allons, dans ce chapitre, chercher à reproduire ces modifications du mouvement sismique à l'aide des trois codes de calcul. Nous montrerons également l'importance du mouvement d'entrée dans ce type d'exercice.

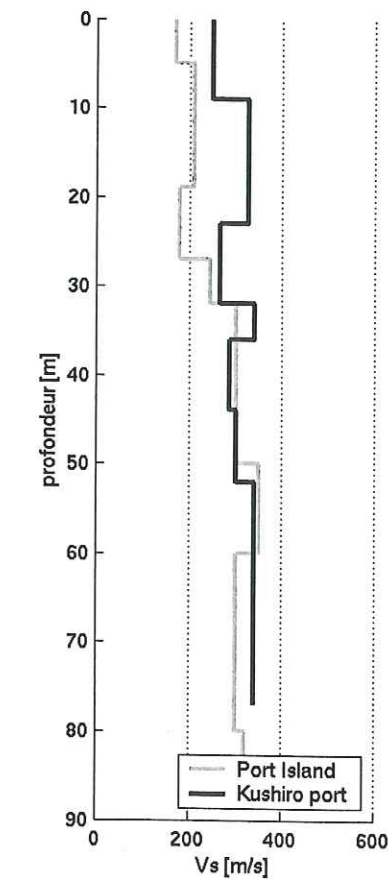


Figure 3.2-28 : Profils de vitesse (ondes S) pour Port Island et Kushiro Port.

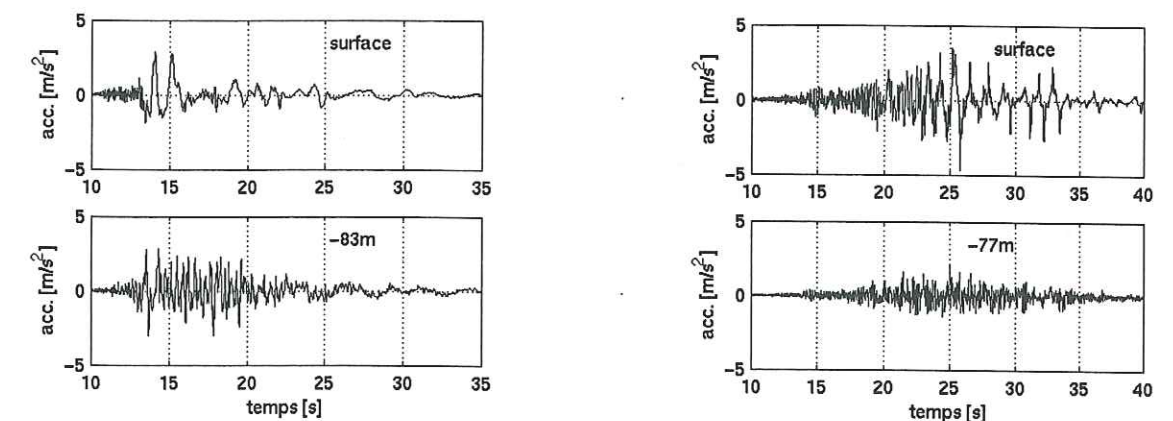


Figure 3.2-29 : Sismogrammes enregistrés en profondeur et en surface à Port Island et Kushiro Port (composantes NORD).



### Port Island Kobe

Dans le port de Kobe, deux îles artificielles, Port Island et Rokko Island, ont été entièrement gagnées sur la mer. L'île de « Port Island » a été construite en deux phases : entre 1966 et 1981, la première partie (396 Ha) a été construite à partir du granite provenant des montagnes Rokko proches de Kobe. Cette couche de granite décomposé d'une épaisseur de 19m est appelée "masado". La construction de la deuxième partie (390 ha) au sud de la première a débuté en 1986 et devait s'achever en 1996 mais elle a été interrompue par le séisme du 17 janvier 1995 (magnitude 7,2). Une partie de l'île avait subi un traitement destiné à renforcer les couches de sol potentiellement liquéfiables. Le site expérimental dont il est question ici était placé en bordure de cette zone améliorée, mais à l'extérieur. Les enregistrements obtenus en 1995 apportent des informations exceptionnelles sur le comportement non linéaire des sables et sur la liquéfaction. De nombreux auteurs se sont déjà intéressés à ce site (Zeghal et Elgamal 1996; Aguire et Irikura, 1997; ...). Il y a eu, avant et après le séisme, plusieurs forages destructifs et carottés qui ont permis d'estimer les propriétés mécaniques des matériaux. Les propriétés élastiques des matériaux sont présentées dans le Tableau 3.2-9.

Epaisseur [m]	V <sub>s</sub> [m/s]	Densité [kg/m <sup>3</sup> ]
2	170	2000
1	170	2000
2	170	2000
7,6	210	2200
3,4	210	2200
3	210	2200
8	180	1500
5	245	2000
18	300	2000
10	350	2000
20	300	2000
4	320	2000

Tableau 3.2-9 : Propriétés élastiques du site de Port Island (Aguire and Irikura 1995).

Le mouvement d'entrée présenté Figure 3.2-30 correspond au mouvement sismique enregistré à 83 mètres de profondeur dans la direction 44°N. Dans un premier temps, cette sollicitation est appliquée au modèle NOAH. Le mouvement calculé par NOAH à 32 mètres de profondeur est ensuite injecté dans les modèles CYBERQUAKE et SHAKE. Le fait que les conditions de calcul ne soient pas les mêmes pour les trois calculs n'a pas ici de conséquences défavorables pour notre étude ; d'une part, parce que les phénomènes

importants (mobilité cyclique et liquéfaction) se produisent à une profondeur inférieure à 20 mètres (Iai 1995, Elgamal 1996). Par ailleurs, les paramètres qui permettent de décrire le comportement non linéaire des sols présents entre 30 et 80 mètres ne sont pas connus. Les calculs sont effectués entre 0,1 et 10 Hz. Les paramètres utilisés pour décrire le comportement non linéaire sont présentés en annexe 4.

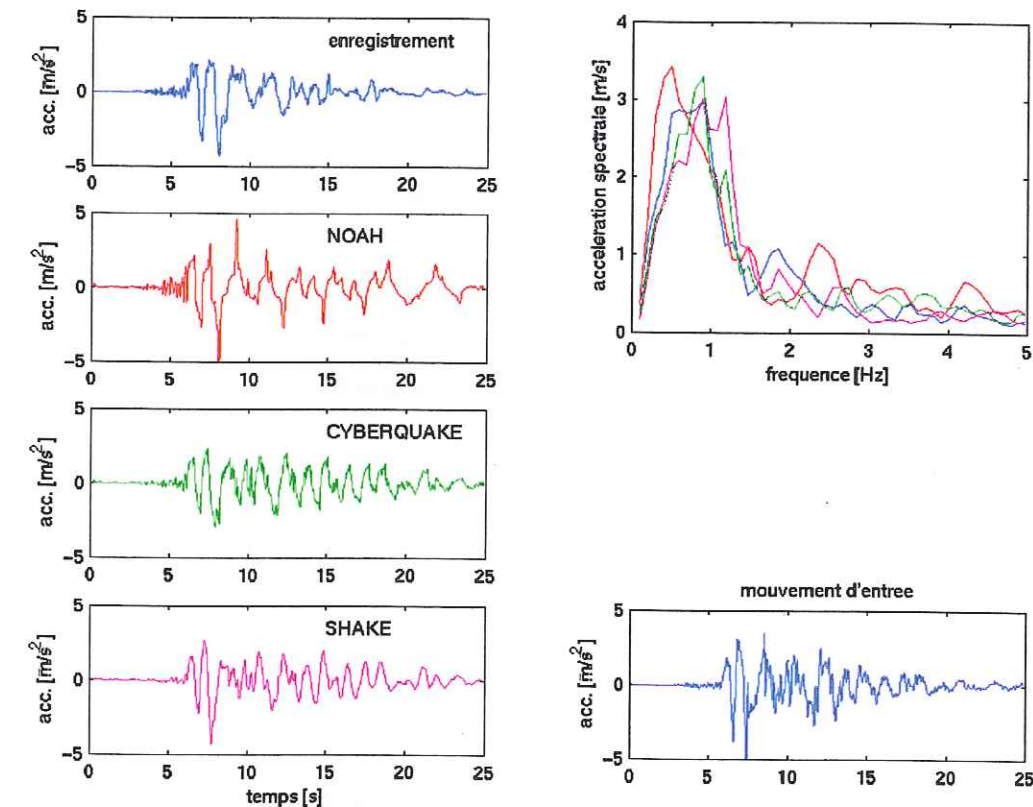


Figure 3.2-30 : Sismogrammes et spectres de Fourier enregistrés et calculés pour Port Island.

### Kushiro Port

L'histoire du site expérimental de Kushiro Port remonte à juin 1964 (Iai et al, 1995; Kudo et Kataoka, 1996), il a subi plusieurs modifications jusqu'en octobre 1992 où il a atteint son stade actuel. Il se compose de plusieurs accéléromètres en surface et d'un accéléromètre à 77m de profondeur. Le 15 janvier 1993, un séisme de magnitude Mw=7,6 a lieu à 15 km au sud de la ville, le foyer était situé à une profondeur de 107 km. Une accélération de 0,47g a été enregistrée à la surface et 0.21g à 77m de profondeur. Les propriétés élastiques des matériaux sont présentées dans le Tableau 3.2-10.



Epaisseur [m]	V <sub>s</sub> [m/s]	Densité [kg/m <sup>3</sup> ]
2	249	1720
7	249	1720
14	326	1980
9	265	1730
4	341	2000
8	286	1700
8	302	2000
25	341	1730

Tableau 3.2-10 : Propriétés élastiques du profil de Kushiro Port (Iai et al. 1995).

Le mouvement d'entrée présenté Figure 3.2-31 correspond à la composante NORD du mouvement sismique enregistré à 77 mètres de profondeur. Les calculs sur le site de Kushiro Port sont effectués dans les mêmes conditions que les calculs effectués sur le site de Port Island.

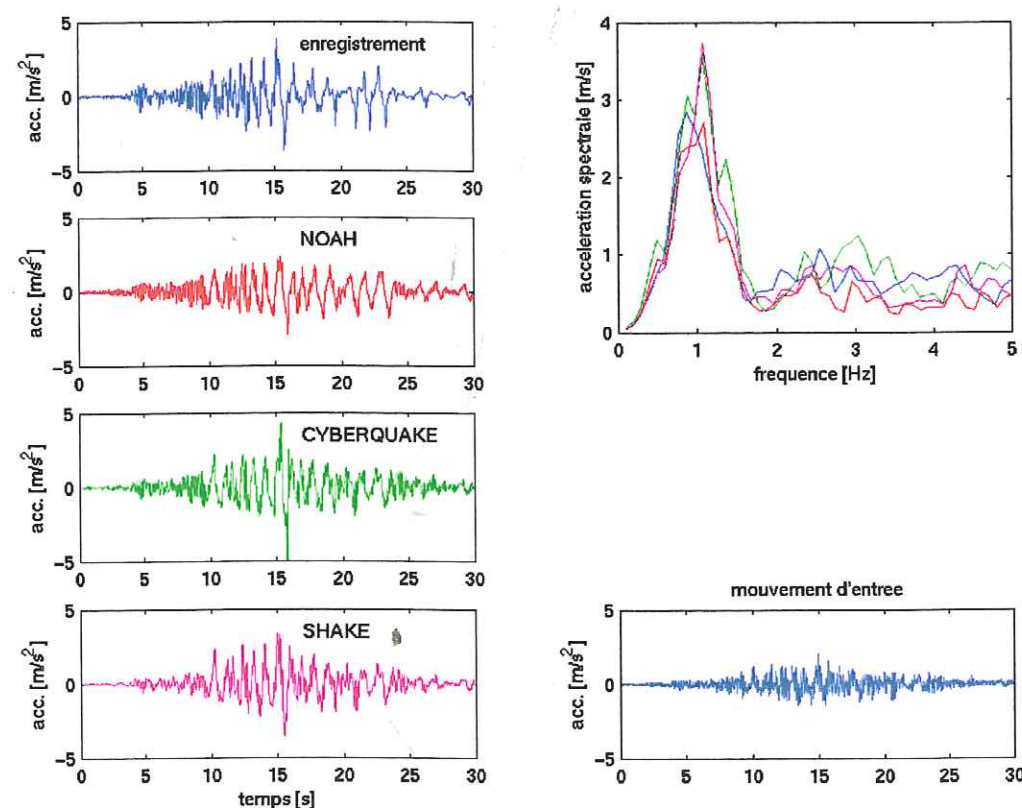


Figure 3.2-31 : Sismogrammes et spectres de Fourier enregistrés et calculés pour Kushiro Port.

### Analyse des résultats

Ces deux tests semblent montrer que malgré leurs différences, les trois modèles parviennent à reproduire correctement les modifications du mouvement sismique ; en particulier les spectres de Fourier et les pics d'accélération du mouvement sismique en surface reproduits par les trois simulations sont proches. Néanmoins, on remarque que les accélérogrammes sont assez différents dans le détail que ce soit pour Port Island ou Kushiro Port.

Pour mieux interpréter ces résultats, nous avons effectué des calculs supplémentaires qui montrent l'importance du mouvement d'entrée dans ce type d'exercice. Nous nous intéressons, pour cela, à la caractéristique principale du mouvement sismique enregistré à Kushiro : les hautes fréquences. Les deux profils SHAKE et CYBERQUAKE sont soumis aux trois sollicitations présentées Figure 3.2-32. La sollicitation n°6 est la même que celle de la Figure 3.2-31, cette même sollicitation est débarrassée de ses hautes fréquences (filtre passe bas à 2,5 Hz) pour donner la sollicitation n°7. Enfin la dernière sollicitation correspond à la composante NORD du mouvement sismique enregistré à Port Island à 83 mètres de profondeur. Cet accélérogramme a été sélectionné car son amplitude est équivalente à celles des deux précédentes sollicitations mais avec un contenu haute fréquence plus faible que la n°6. Afin de mettre en valeur le contenu haute fréquence du mouvement sismique, les axes verticaux des Figure 3.2-33 et Figure 3.2-34 sont en échelle logarithmique.

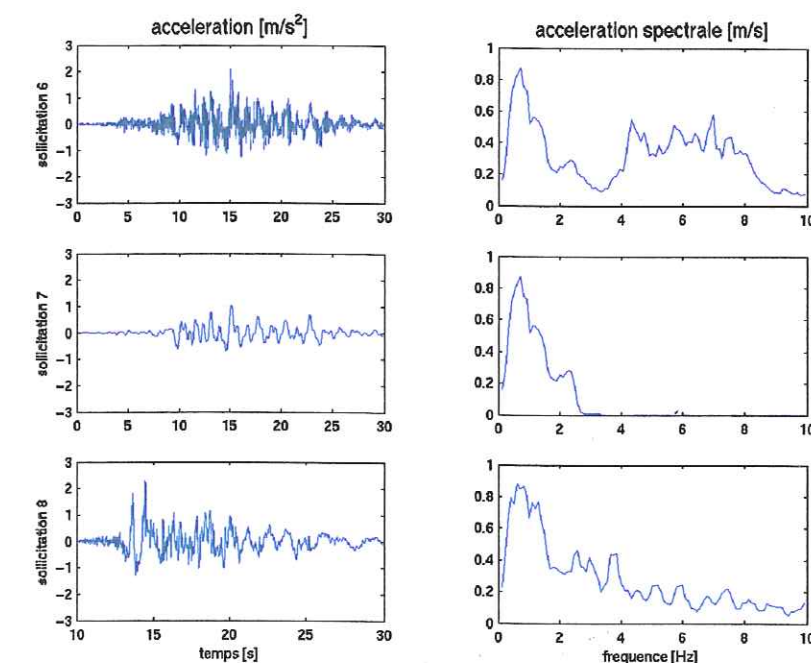


Figure 3.2-32 : Présentation des sollicitations 6 à 8.



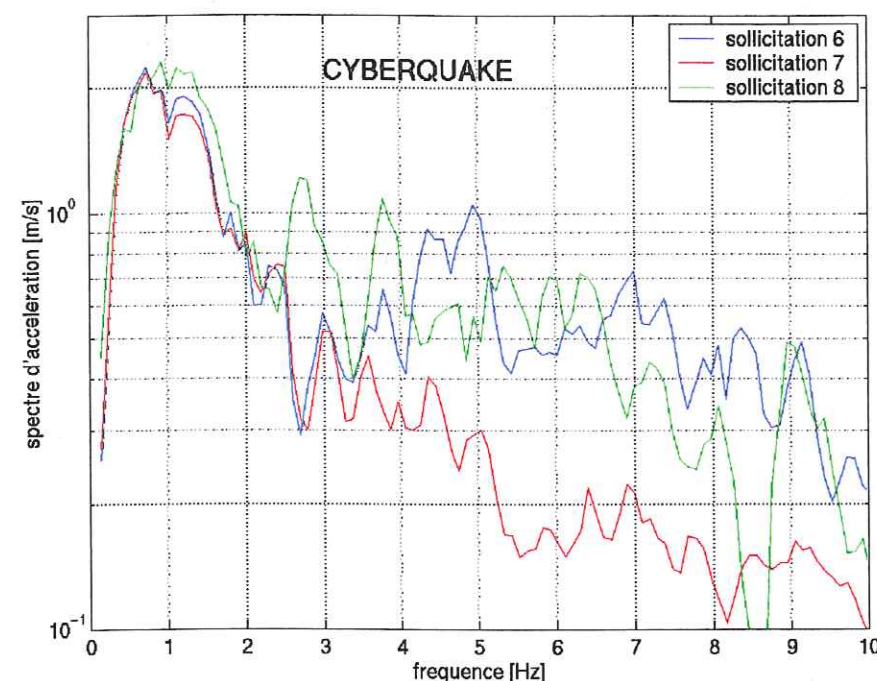


Figure 3.2-33 : Spectres de Fourier des accélérations obtenues en surface pour les sollicitations 6 à 8 pour CYBERQUAKE.

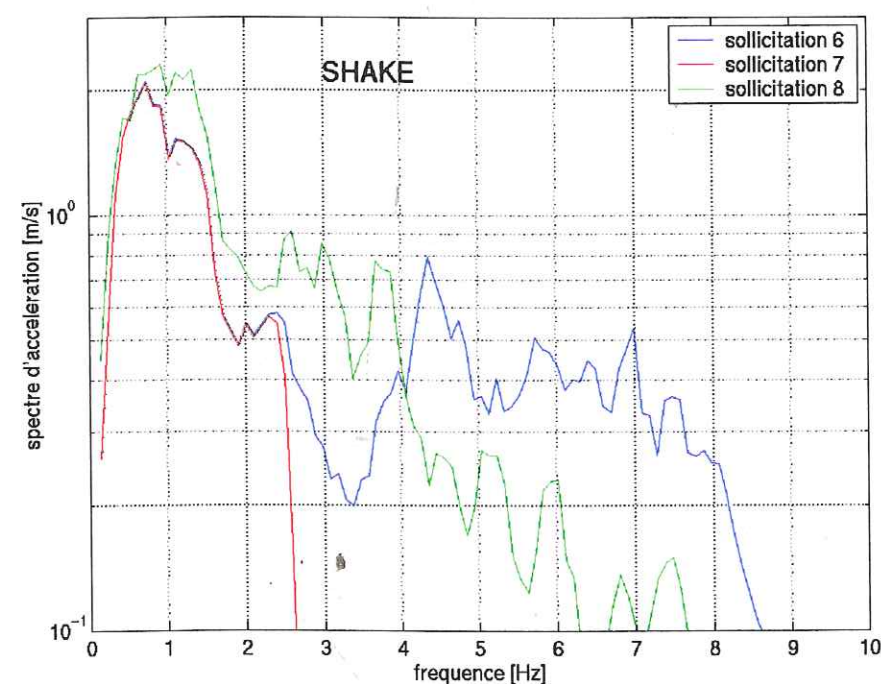


Figure 3.2-34 : Spectres de Fourier des accélérations obtenues en surface pour les sollicitations 6 à 8 pour SHAKE.

Les Figure 3.2-33 et Figure 3.2-34 montrent que les hautes fréquences ne sont pas traitées de la même façon par les deux modèles. CYBERQUAKE donne des niveaux haute fréquence équivalents pour les sollicitations 6 et 8, alors que les niveaux haute fréquence obtenus pour ces deux cas avec SHAKE sont différents. Pour la sollicitation n°7, la différence est encore plus nette. Au-dessus de 2,5 Hz SHAKE ne fait que reproduire le mouvement d'entrée alors que CYBERQUAKE génère un contenu haute fréquence lié à la forme des cycles de chargement (Figure 3.2-35). On observe en effet que le module de cisaillement augmente à la fin de certains cycles (forme en « S »), ce phénomène de « reprise de dilatance » se produit dans un sable dense quand le cisaillement du matériau provoque une augmentation de volume inter-granulaire.

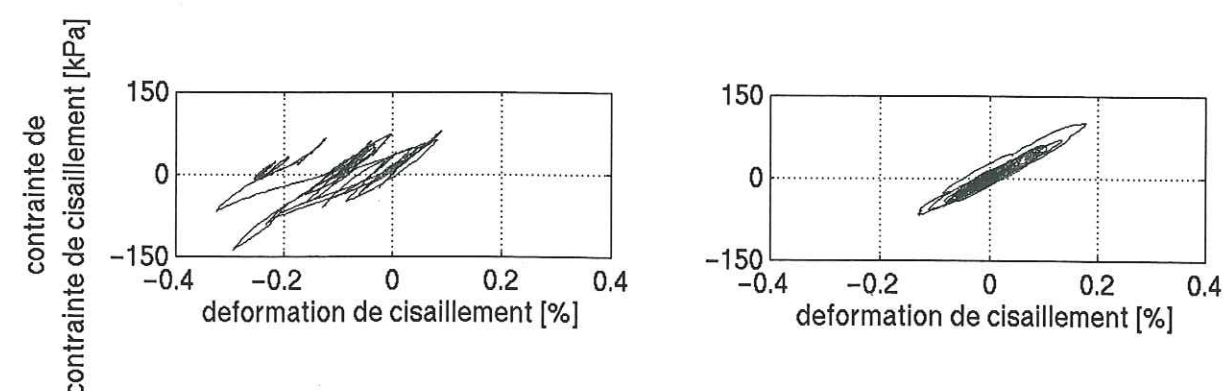


Figure 3.2-35 : Courbes contrainte-déformation calculées par CYBERQUAKE (à gauche) et SHAKE (à droite) à 27,5 mètres de profondeur.

Ce test montre que SHAKE est très dépendant du mouvement d'entrée, il apporte un nouvel éclairage sur les Figure 3.2-30 et Figure 3.2-31. L'apparent succès des trois codes de calcul à reproduire les modifications du mouvement sismique ne veut pas dire qu'ils modélisent correctement le comportement mécanique des sols. Lorsque l'on cherche à reproduire le mouvement enregistré en surface à l'aide du mouvement enregistré en profondeur il faut garder à l'esprit que le mouvement enregistré en profondeur contient le champ incident et le champ réfléchi lui-même fonction du comportement non linéaire des couches superficielles. Le mouvement d'entrée utilisé dans ces simulations contient donc en partie « la réponse » au problème posé. Le choix d'un mouvement incident « pur » non affecté par les phénomènes de surface est donc particulièrement difficile (Bonilla, 2000). Ce test « en vraie grandeur » nous permet donc d'attirer l'attention sur le fonctionnement d'un système non linéaire. Le rapport sortie/entrée dépend des caractéristiques du système non linéaire et des caractéristiques du mouvement d'entrée lui-même. Il faut donc apporter beaucoup de soins au choix du mouvement d'entrée et ne pas se contenter d'une seule sollicitation. Il a été montré que le mouvement sismique collecté à grande profondeur (par exemple à 500 mètres



sur le site de Garner Valley est proche d'un mouvement incident « pur » car les ondes réfléchies en surface sont atténuées avant de parvenir en profondeur. Nous suggérons donc d'utiliser ces mouvements collectés à grande profondeur comme données d'entrées dans les calculs non linéaires. Ces enregistrements peuvent être translatés à la profondeur incidente voulue en les convoluant par une fonction de transfert élastique représentant la propagation entre la profondeur d'enregistrement et la profondeur cible (voir calculs de Kushiro et Kobe). Nous suggérons aussi d'utiliser plusieurs enregistrements de durée ou de contenus fréquentiels différents.

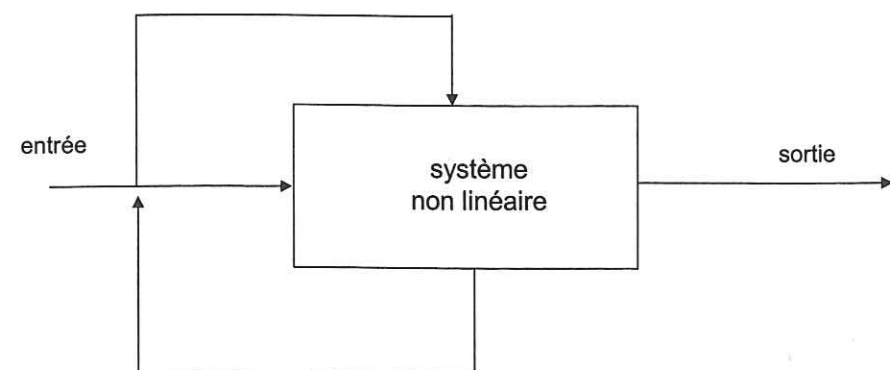


Figure 3.2-36 : Schéma d'un système non linéaire.

#### 3.2.2.4 Conclusions

Nous avons, dans ce chapitre, réalisé trois tests.

Le premier test nous a permis de montrer que SHAKE ainsi les deux codes non linéaires (NOAH et CYBERQUAKE) sont bien adaptés pour traiter des problèmes de propagation des ondes. Il a également permis de montrer que SHAKE porte bien son nom de " linéaire-équivalent " car il n'est sensible ni au contenu fréquentiel ni à la durée du mouvement d'entrée. Seule l'amplitude du mouvement d'entrée influe de manière significative sur la réponse du modèle.

Le second test avait pour but de comparer l'amortissement pour les trois modèles de calcul. Malgré les difficultés de comparaison dues aux différences entre les modèles, ce test a néanmoins permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- Il n'y a pas de relation simple entre les trois modèles. Les relations « inférieur à », « supérieur à » sont différentes selon le matériau et le niveau d'accélération,
- pour SHAKE la relation entre l'accélération et l'amortissement est linéaire (dans le plan log-log) pour les deux matériaux,

- au-dessus de 0,5 g l'amortissement CYBERQUAKE est significativement supérieur aux autres (différence de 100% à 0.5 g).

Dans le troisième test, nous avons cherché à reproduire des enregistrements obtenus en surface à partir d'enregistrements obtenus en profondeur sur les sites de Port Island et Kushiro Port. La première série de calculs semble montrer que les trois codes permettent d'obtenir un mouvement sismique en surface qui rend bien compte des phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Les calculs supplémentaires ont cependant permis de souligner une faiblesse de SHAKE : l'absence de génération des hautes fréquences liées à la mobilité cyclique. En effet, le premier et le troisième test ont montré que pour les fréquences supérieures à 5 Hz le modèle linéaire équivalent ne rend pas bien compte de la rhéologie des sols, ce défaut entraîne une sous-estimation du contenu haute fréquence du mouvement sismique. En définitive, ce troisième test montre que qu'il faut apporter beaucoup de soins au choix du mouvement d'entrée.



### 3.3. Application au cas de Grenoble

#### 3.3.1. Présentation du site

L'agglomération grenobloise compte 400.000 habitants et comprend des industries chimiques et nucléaires. Située dans les Alpes, elle est au cœur d'une des régions les plus sismiquement active en France. L'évaluation de l'aléa sismique est donc d'une grande importance pour cette région. La configuration du sous-sol grenoblois rend l'enjeu encore plus important : cuvette remplie de plusieurs centaines de mètres de sables, argiles et graviers, elle rend l'agglomération sujette à de fortes amplifications du mouvement du sol par rapport au mouvement ressenti sur le rocher. Cet « effet de site » a déjà été quantifié : à l'aide d'enregistrements de séismes, Lebrun (1997) a mis en évidence que le mouvement du sol dans la vallée est fortement amplifié par rapport au mouvement au rocher (station "MUSD" Figure 3.3-1).

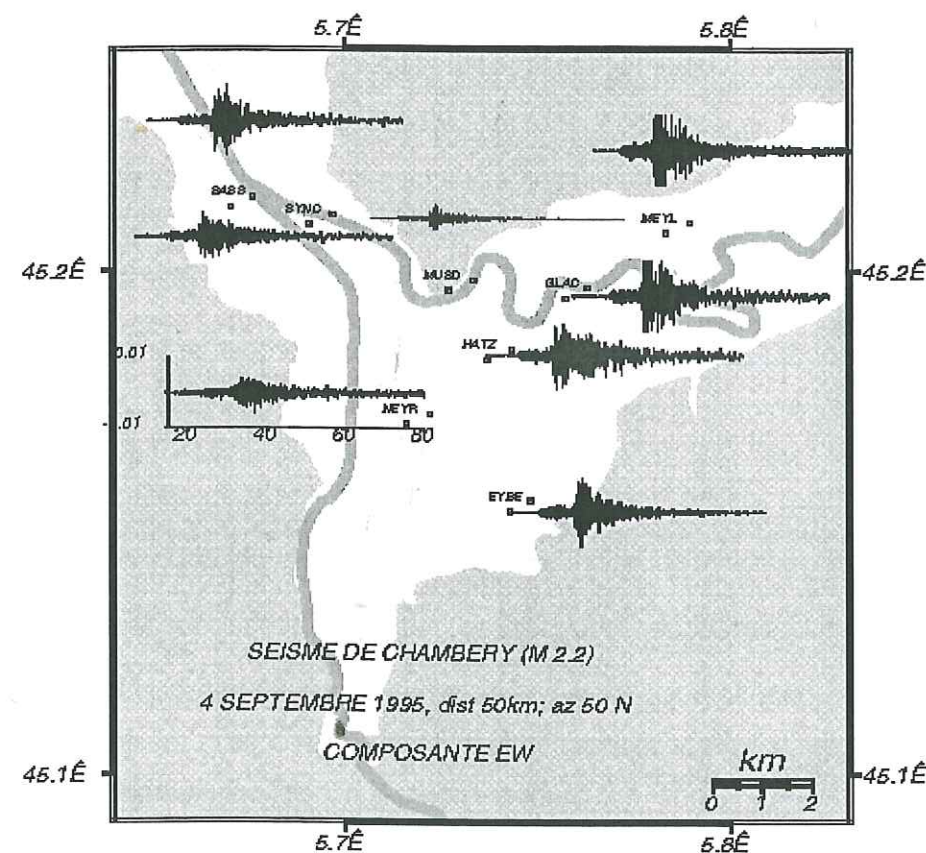


Figure 3.3-1 : Effet de site à Grenoble (B. Lebrun, 1997).

Cette étude a également mis en évidence une grande variabilité de la fréquence pour laquelle est observée l'amplification maximale (amplification d'un facteur 10 dans une bande de fréquence comprise entre 0,4 à 5 Hz). Cette quantification de l'effet de site a été réalisée

à l'aide de mouvements faibles, elle ne permet pas de prédire l'effet de site que provoquerait un séisme "fort" de magnitude 5,5 ou plus proche de Grenoble. En effet, lors d'un tel séisme le comportement non linéaire des sols superficiels peut avoir une influence significative sur le mouvement sismique ressenti dans la vallée. Il faut pour évaluer le mouvement sismique que provoquerait un séisme de magnitude comprise entre 5,5 et 6 sur la faille de Belledune proche de Grenoble, avoir recours à la simulation numérique. L'effet de site global (effet 3D dû à la cuvette) a déjà fait l'objet de plusieurs simulations (Cotton et al. 1998 ; Bettig et al., 1999 ; Rey 2000). Ces simulations permettent de calculer des sismogrammes synthétiques entre 0,1 et 2 Hz. Nous proposons, dans ce chapitre, une méthode pour l'évaluation des effets des couches superficielles pour le site du synchrotron (station "SYNC" Figure 3.3-1).

#### 3.3.2. Choix du profil géotechnique

Pour définir les propriétés mécaniques de notre modèle, nous nous sommes basés sur deux études géotechniques : la première a été réalisée par le BRGM pour le site du synchrotron en 1981, la seconde a été réalisée par Géodynamique et Structure pour l'Institut Laue Langevin (ILL) en 1996. Les deux sites considérés se situent dans une zone d'alluvions fluviales et lacustres de la plaine de l'Isère. Ces alluvions se présentent sous forme de couches graveleuses, limoneuses ou argileuses imbriquées les unes dans les autres. Les deux rapports relatent la présence d'alluvions graveleuses sur les 25 premiers mètres. Au-dessous de 25 mètres, on rencontre des alluvions silteuses. Ces deux sites sont localisés à une centaine de mètres de distances. Le profil de vitesse du SYNC (vitesse moyenne de l'ordre de 350 m/s sur les 50 derniers mètres) a été choisi pour servir de base à nos simulations car il nous semblait plus représentatif du remplissage superficiel de la cuvette grenobloise (le profil de vitesse de l'ILL présentant par ailleurs des vitesses des ondes assez fortes de l'ordre de 500 m/s et des mesures plus superficielles). Le profil de vitesse que nous avons considéré est décrit Figure 3.3-2.



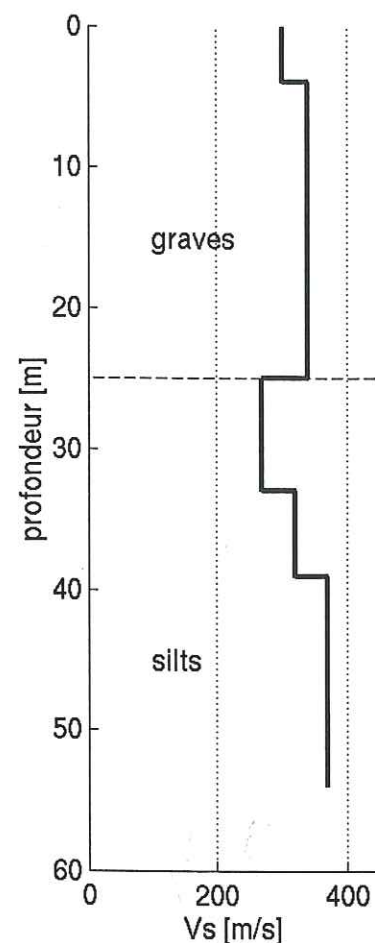


Figure 3.3-2 : Profil de vitesse défini sur 54 mètres (BRGM, 1981 ).

Nous avons effectué des simulations à l'aide des codes CYBERQUAKE et NOAH. Les paramètres élastiques des calculs, valables pour les deux modèles, sont présentés dans le Tableau 3.3-1. Les paramètres décrivant le comportement non linéaire sont présentés dans les Tableau 3.3-2 et Tableau 3.3-3.

couche	Epaisseur [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1	3	301	500
2	1	301	2000
3	21	340	2000
4	8	270	1700
5	6	320	1700
6	15	340	1700

Tableau 3.3-1 : Caractéristiques élastiques des matériaux.

couche	$\phi$ [°]	$\beta$	$\sigma_i/\sigma_v$	$E_p$ [MPa]	$C$ [kPa]	$\gamma^{el}$	$\gamma^{hys}$	$\gamma^{mbi}$	$b$	$\psi$ [°]
1	36	50	3	2000	0	1e-06	0,001	0,01	0,5	30
2	36	50	3	1000	0	1e-06	0,001	0,01	0,5	30
3	36	50	1,5	1000	0	1e-06	0,001	0,01	0,5	30
4	31	40	1	110	0	1e-06	0,001	0,5	0,2	31
5	32	40	1	110	0	1e-06	0,001	0,5	0,2	32
6	28	40	1	110	0	1e-06	0,001	0,5	0,2	28

Tableau 3.3-2 : Paramètres utilisés pour le modèle CYBERQUAKE.

couche	$\phi$
1	36
2	36
3	36
4	31
5	32
6	28

Tableau 3.3-3: Paramètres utilisés pour le modèle NOAH.

Les paramètres non linéaires utilisés pour le calcul CYBERQUAKE ont été déterminés à l'aide des courbes  $G-\gamma$  proposées dans le rapport de « Géodynamique et Structure » (1996) pour le site de l'ILL. On peut considérer que ces mesures sont des caractéristiques du matériau et donc généralisable au site du Synchrotron. Les calculs CYBERQUAKE ont été effectués en conditions drainées et non drainées. Les deux méthodes ont donné des résultats proches. Pour cette raison les calculs finaux CYBERQUAKE et NOAH ont été effectués en conditions drainées. De plus, le principal avantage du modèle NOAH est de décrire le comportement non linéaire des sols avec un seul paramètre. Cet avantage n'est valable que pour des calculs en conditions drainées (en conditions non drainées, le nombre de paramètres est du même ordre de grandeur que pour CYBERQUAKE).

### 3.3.3. Choix des sollicitations

Comme nous l'avons dit plus haut, l'objectif du présent chapitre est d'évaluer l'influence des couches superficielles de sol sur le mouvement sismique. Cet exercice réclame donc une étude préliminaire pour déterminer le mouvement sismique susceptible d'atteindre ces couches. Les simulations numériques capables de reproduire les effets de source, de parcours et de site (à l'échelle de la cuvette grenobloise) ne permettent pas encore de traiter une bande de fréquence suffisante pour une évaluation de l'aléa sismique. Nous avons donc



cherché dans la base de données K-NET, des enregistrements répondant aux trois critères suivants :

- séisme de magnitude comprise entre 5,5 et 5,9
- distance source-station comprise entre 5 et 15 km

Nous avons choisi les enregistrements "SZO" et "KGS" présentés dans le Tableau 3.3-4.

station	Vs [m/s]	magnitude JMA	distance [km]	date du séisme
SZO002	281	5,7	10	3/05/1998
KGS025	803	5,7	33	9/09/1996

Tableau 3.3-4 : Enregistrements SZO et KGS.

L'enregistrement SZO convient bien en terme de magnitude et de distance mais les conditions de site de la station (Figure 3.3-3) ne correspondent pas à celles de Grenoble (fréquence de résonance localisée à 4 Hz alors que la bassin grenoblois montre de fortes amplifications entre 0.4 et 5Hz). Cet enregistrement est tout de même intéressant car il permettra de voir comment les couches superficielles peuvent modifier un mouvement sismique qui contient un effet de site très marqué. Malgré une distance source-station de 33 km (soit une distance plus grande que notre scénario cible), l'enregistrement KGS est intéressant car la station KGS025 présente des conditions de site de type rocher prouvé par le caractère plat du rapport H/V de la Figure 3.3-3. Là encore les conditions de site sont très différentes de celles de la cuvette grenobloise mais cet enregistrement permettra d'évaluer l'effet de site lié aux derniers mètres du remplissage. La Figure 3.3-4 présente les deux enregistrements. Le facteur 10 entre les deux enregistrements témoigne à la fois de l'importance des conditions de site et de l'effet de la distance sur l'amplitude du mouvement. Pour les mêmes valeurs de magnitude, distance et conditions de site, la loi d'atténuation présentée au paragraphe 2.3.5.1 (classification  $V_s^{30}$ ) donne un facteur 8.

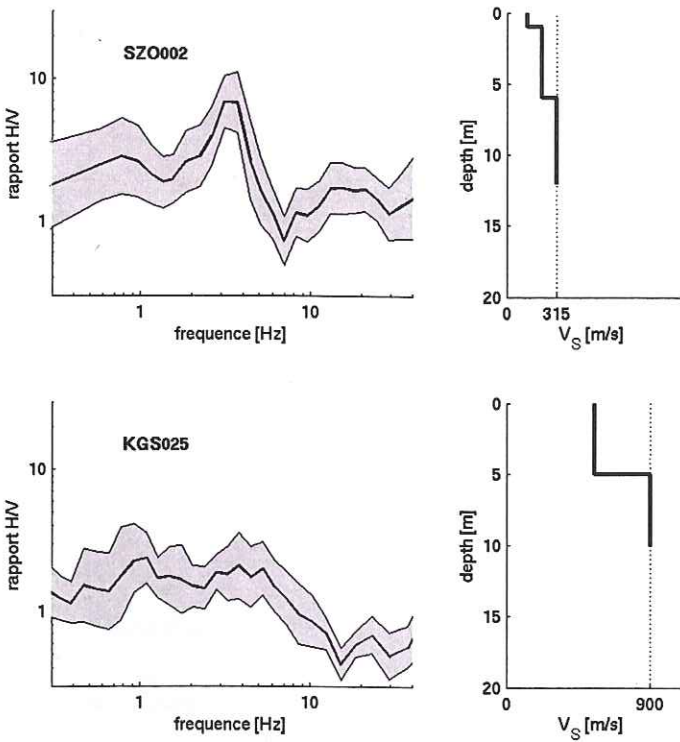


Figure 3.3-3 : Conditions de site des stations SZO002 et KGS025.

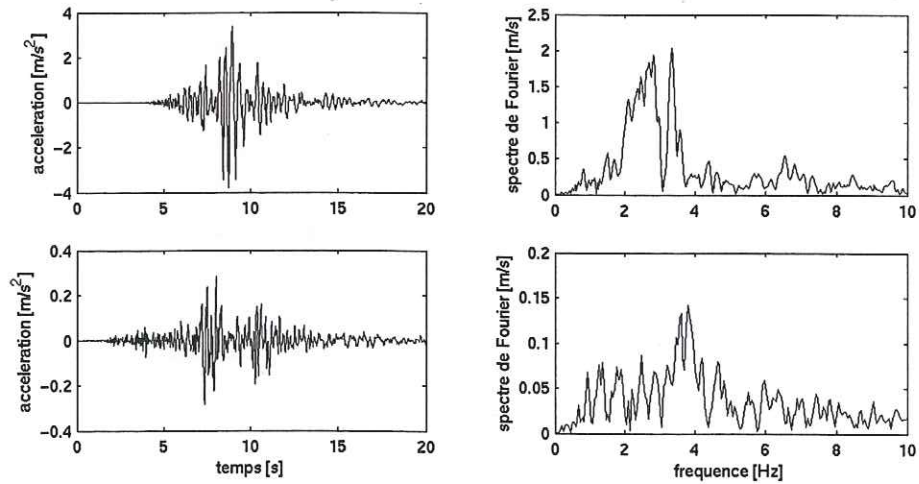


Figure 3.3-4 : Enregistrements SZO et KGS.

### 3.3.4. Calculs effectués

L'objectif étant d'estimer le comportement des couches superficielles en cas de fort séisme, les profils décrits dans les Tableau 3.3-2 et Tableau 3.3-3 sont soumis aux sollicitations "SZO" et "KGS" calées à 2, 4 et 8 m/s. Les spectres de réponse calculés sont comparés aux



spectres de réponse obtenus en considérant un comportement élastique des matériaux. Les résultats sont présentés sur les Figure 3.3-5 à Figure 3.3-10.

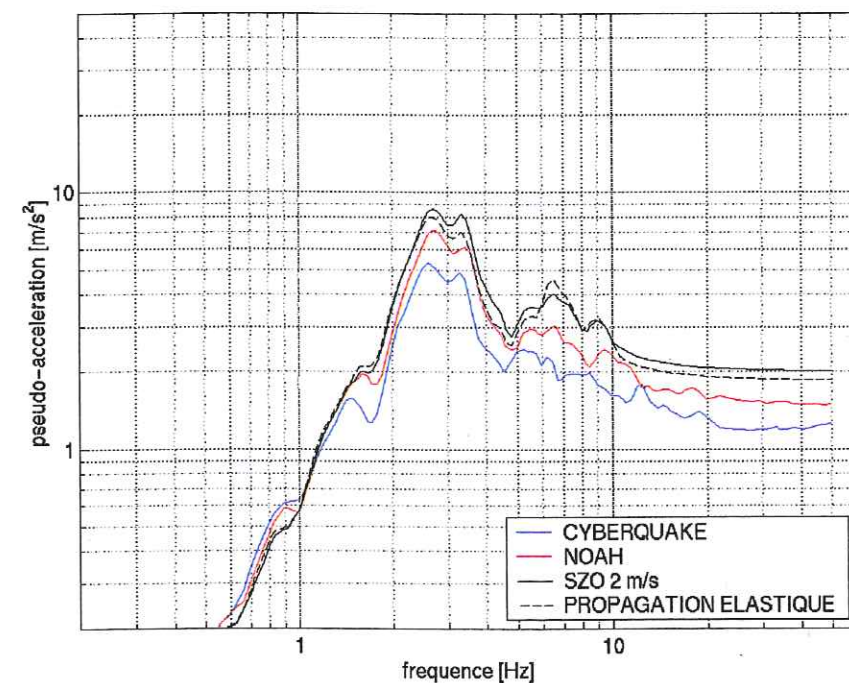


Figure 3.3-5 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) calculés avec la sollicitation SZO calée à 2 m/s.

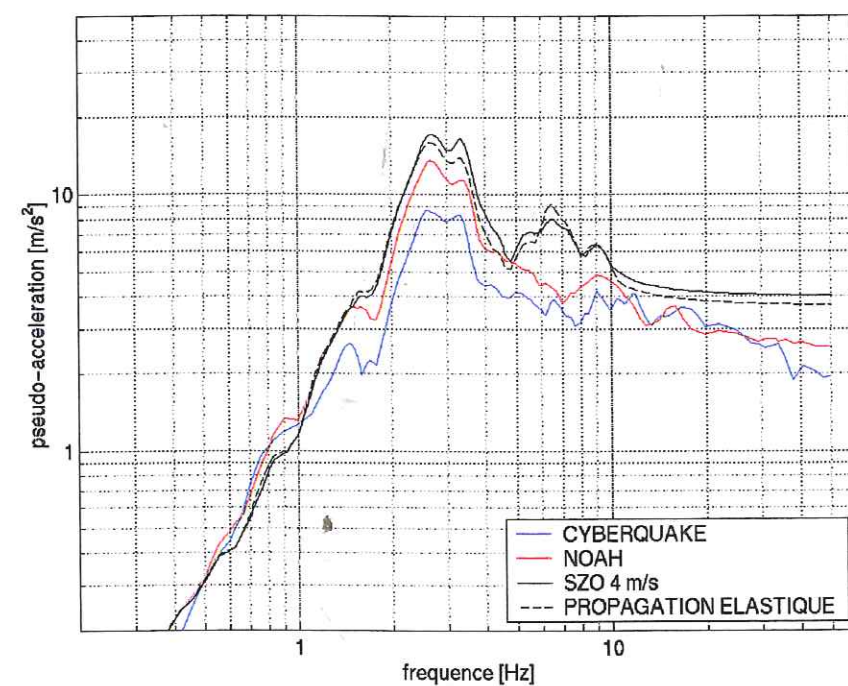


Figure 3.3-6 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) calculés avec la sollicitation SZO calée à 4 m/s.

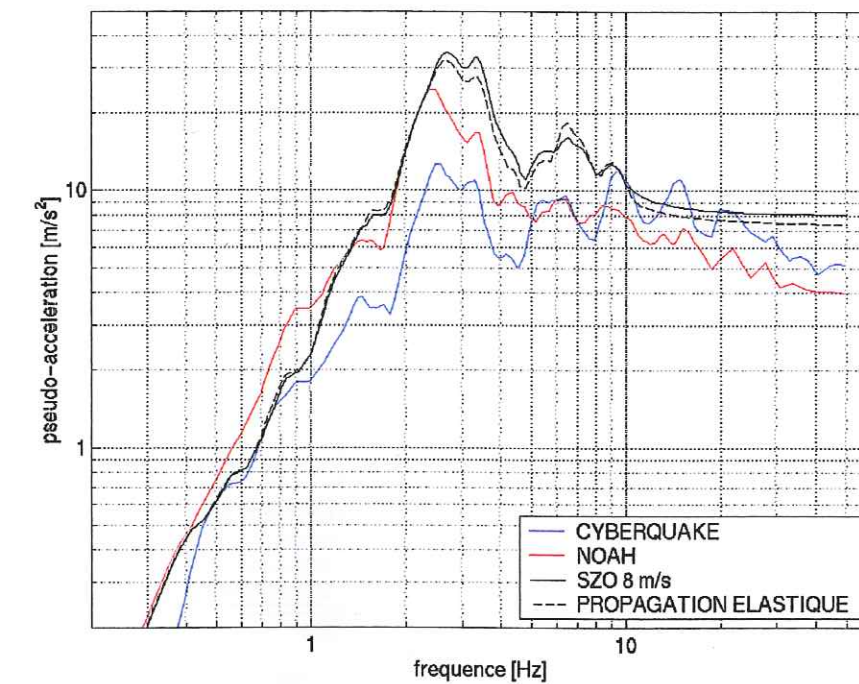


Figure 3.3-7 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) calculés avec la sollicitation SZO calée à 8 m/s.

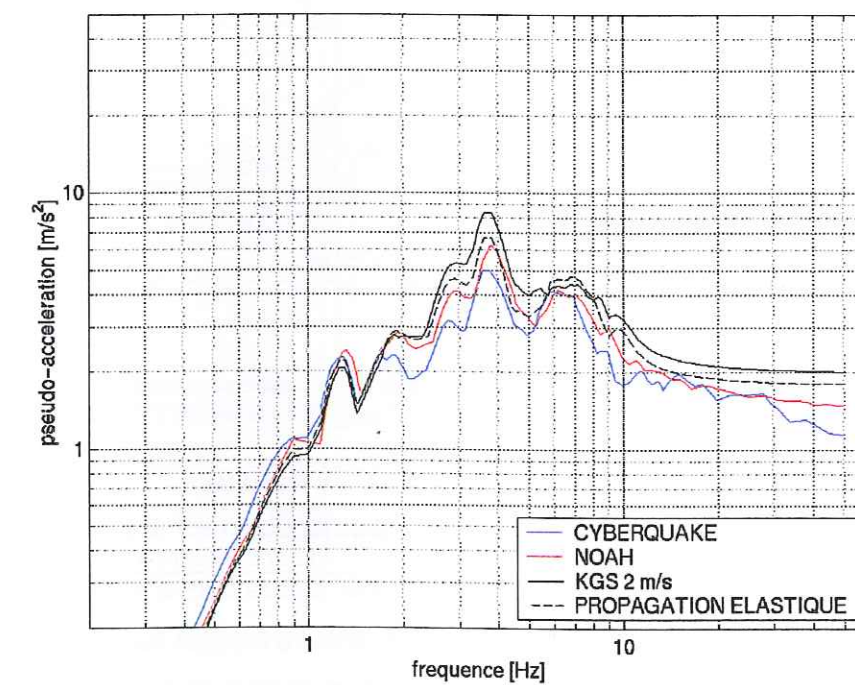


Figure 3.3-8 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) calculés avec la sollicitation KGS calée à 2 m/s



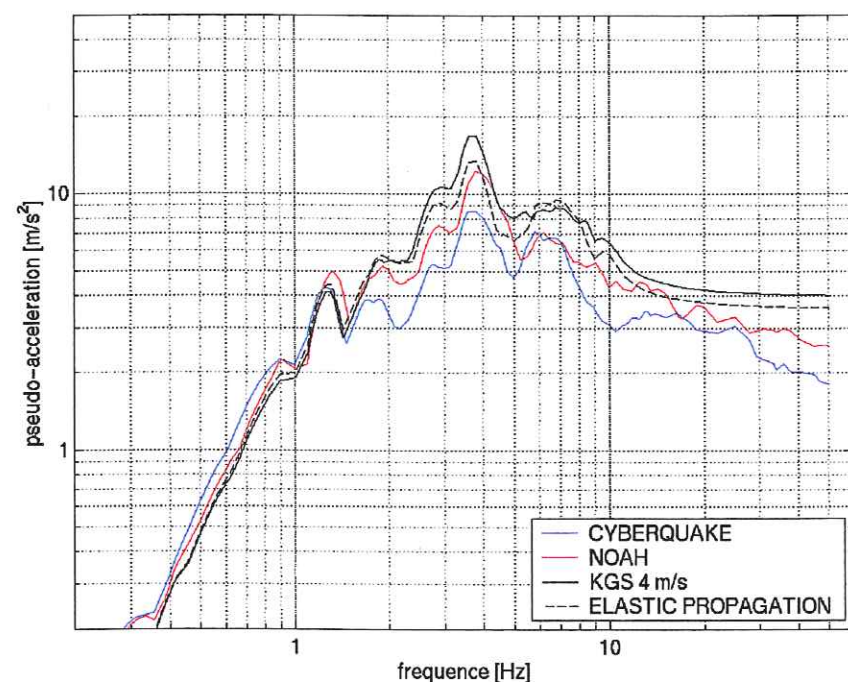


Figure 3.3-9 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) calculés avec la sollicitation KGS calé à 4 m/s.

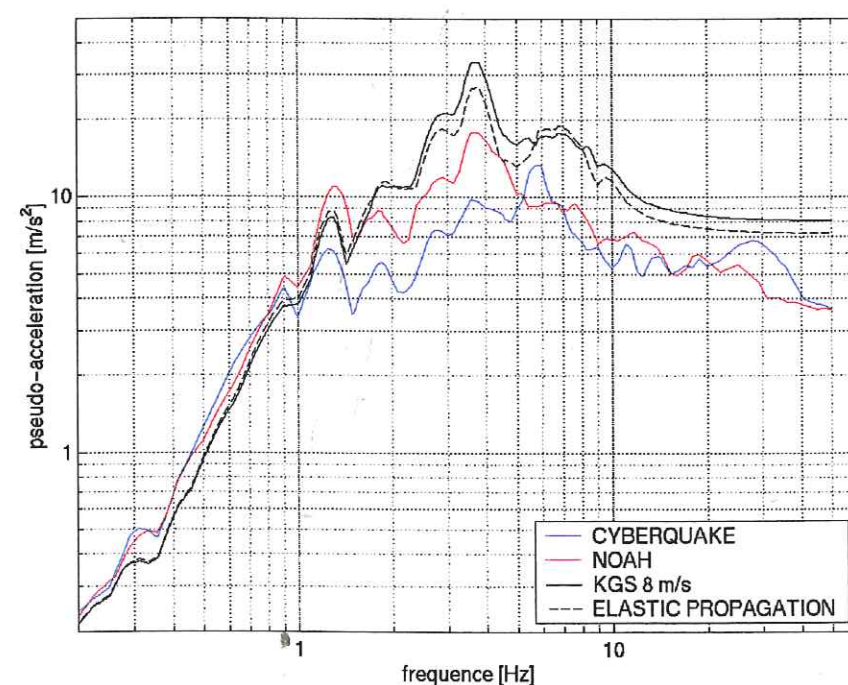


Figure 3.3-10 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) calculés avec la sollicitation KGS calé à 8 m/s.

### 3.3.5. Analyse des résultats

Les Figure 3.3-5 à Figure 3.3-7 montrent que l'effet de site présent dans l'enregistrement SZO se retrouve dans les spectres calculés, on n'observe pas de décalage du pic à 4 Hz

vers les basses fréquences. On peut remarquer que le contenu fréquentiel entre 5 et 10 Hz est accentué pour la plus forte sollicitation. Les Figure 3.3-7 et Figure 3.3-8 montrent que pour un niveau d'accélération inférieur ou égal à 4 m/s<sup>2</sup>, le contenu fréquentiel du mouvement sismique n'est pas modifié de manière significative. Seule l'amplitude est affectée par le passage à travers les couches superficielles. Comme le montre la Figure 3.3-11, l'absorption d'énergie se fait principalement dans la couche qui a les propriétés mécaniques les plus faibles.

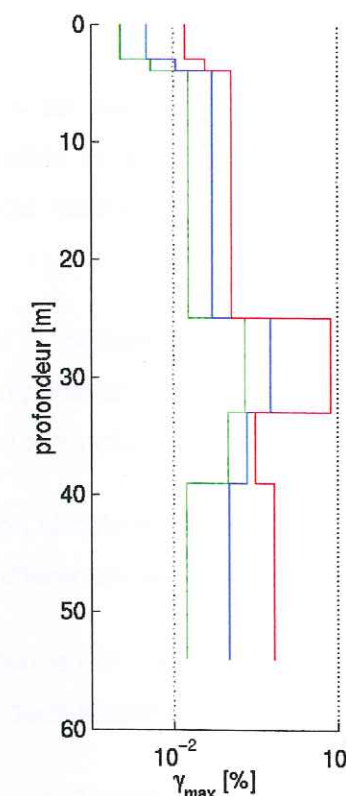


Figure 3.3-11 : Amplitude maximale de la déformation de cisaillement calculée au milieu de chaque couche pour les calculs CYBERQUAKE avec la sollicitation « SZO » calée à 0,2g (en vert), 0,4g (en bleu) et 0,8 g (en rouge).

### 3.3.6. conclusions perspectives

Dans le cas que nous avons étudié, les conditions superficielles locales semblent présenter une faible influence par rapport à l'effet de site attendu dans la cuvette grenobloise. Bien que le mouvement calculé à la surface soit systématiquement inférieur au mouvement d'entrée (un facteur 0,5 en moyenne), l'effet « bénéfique » du comportement non linéaire des couches superficielles reste limité. Il est difficile de généraliser ce résultat à l'ensemble de la vallée car le profil que nous avons étudié ici présente une particularité importante : un gradient de vitesse inversé. La couche de grave se comporte comme un « couvercle » qui protège les installations de surface en réfléchissant les ondes sismiques vers le bas. C'est



donc aux environs de 30 mètres de profondeur que la déformation du sol est la plus importante (Figure 3.3-11). Cette particularité de gradient inversé a également été observée sur le site de l'ILL mais d'autres sites ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques (campus universitaire, Cargo) ont montré que le gradient inversé n'était pas généralisable à l'ensemble de la vallée.

### 3.4. Conclusion de la deuxième partie

Dans l'état actuel de la base de données K-NET, l'effet de site non linéaire reste une limitation de l'approche empirique. Nous avons donc consacré cette deuxième partie à l'étude de l'effet de site non linéaire par une approche « site spécifique ». Nous rappelons ici les principaux résultats obtenus dans cette partie :

Le premier test nous a permis de montrer que SHAKE ainsi les deux codes non linéaires (NOAH et CYBERQUAKE) sont bien adaptés pour traiter des problèmes de propagation des ondes. Il a également permis de montrer que SHAKE porte bien son nom de " linéaire-équivalent " car il n'est sensible ni au contenu fréquentiel ni à la durée du mouvement d'entrée. Seule l'amplitude du mouvement d'entrée influe de manière significative sur la réponse du modèle.

Le second test avait pour but de comparer l'amortissement pour les trois modèles de calcul. Malgré les difficultés de comparaison dues aux différences entre les modèles, ce test a néanmoins permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- Il n'y a pas de relation simple entre les trois modèles. Les relations « inférieur à », « supérieur à » sont différentes selon le matériau et le niveau d'accélération,
- pour SHAKE la relation entre l'accélération et l'amortissement est linéaire (dans le plan log-log) pour les deux matériaux,
- au-dessus de 0,5 g l'amortissement CYBERQUAKE est significativement supérieur aux autres (différence de 100% à 0.5 g).

Dans le troisième test, nous avons cherché à reproduire des enregistrements obtenus en surface à partir d'enregistrements obtenus en profondeur sur les sites de Port Island et Kushiro Port. La première série de calculs semble montrer que les trois codes permettent d'obtenir un mouvement sismique en surface qui rend bien compte des phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Les calculs supplémentaires ont cependant permis de souligner une faiblesse de SHAKE : l'absence de génération des hautes fréquences liées à la mobilité cyclique. En effet, le premier et le troisième test ont montré que pour les fréquences supérieures à 5 Hz le modèle linéaire équivalent ne rend pas bien compte de la rhéologie des sols, ce défaut entraîne une sous-estimation du contenu haute fréquence du mouvement sismique. En définitive, ce troisième test montre que qu'il faut apporter



beaucoup de soins au choix du mouvement d'entrée. Nous suggérons d'utiliser des mouvements collectés à grande profondeur comme données d'entrées dans les calculs non linéaires. Ces enregistrements peuvent être translatés à la profondeur incidente voulue en les convoluant par une fonction de transfert élastique représentant la propagation entre la profondeur d'enregistrement et la profondeur cible.

Application au cas de Grenoble : dans le cas que nous avons étudié, les conditions superficielles locales semblent présenter une faible influence par rapport à l'effet de site attendu dans la cuvette grenobloise. Bien que le mouvement calculé à la surface soit systématiquement inférieur au mouvement d'entrée (un facteur 0,5 en moyenne), l'effet « bénéfique » du comportement non linéaire des couches superficielles reste limité. Il est difficile de généraliser ce résultat à l'ensemble de la vallée car le profil que nous avons étudié ici présente une particularité importante : un gradient de vitesse inversé. La couche de grave se comporte comme un « couvercle » qui protège les installations de surface en réfléchissant les ondes sismiques vers le bas. C'est donc aux environs de 30 mètres de profondeur que la déformation du sol est la plus importante. Cette particularité de gradient inversé a également été observée sur le site de l'Institut Laue Langevin mais d'autres sites ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques (campus universitaire, Cargo) ont montré que le gradient inversé n'était pas généralisable à l'ensemble de la vallée.

## 4. Conclusion générale

Les résultats obtenus dans cette thèse sont rappelés dans les conclusions (page 75 et page 131), nous évoquons ici les recherches susceptibles de faire suite à nos travaux.

Dans la première partie, nous avons mis en œuvre l'approche : « loi empirique ». Pour les lois d'atténuation que nous avons développées, nous avons essentiellement travaillé à l'amélioration du terme relatif à l'effet de site. Pour les termes de source et de parcours, nous avons utilisé le schéma développé par Fukushima (1990). Dans ce schéma, la saturation du mouvement sismique en champ proche n'est pas prise en compte. Fukushima *et al.* (2001) ont récemment développé une loi d'atténuation qui permet de prendre en compte la saturation du mouvement sismique en champ proche. Il ne peut donc être que bénéfique de combiner les améliorations du terme « source » proposées par Fukushima *et al.* (2001) avec les améliorations du terme « site » que nous proposons ici. Nous avons également mis en évidence que l'effet de site non linéaire reste à ce jour une limitation de l'approche empirique. Il est intéressant de remarquer que l'effet de site non linéaire est spécialement susceptible de se produire lors de mouvements forts donc proche de la source. Les deux aspects « saturation en champ proche » et effet de site non linéaire sont donc liés, ils ne peuvent pas être traités séparément. Par ailleurs, comme nous l'avons exprimé au chapitre 3.1, la non-linéarité observée dans les enregistrements de surface peut très bien trouver sa source tout au long du parcours qui conduit l'énergie libérée par le séisme de la source au point d'observation. L'exemple du séisme de Tottori a montré la difficulté de dissocier les effets de source et les effets de site en champ proche. Pour étudier conjointement les effets de source et les effets de site, le réseau KIK-NET est particulièrement bien adapté. En effet, sa densité permet d'obtenir beaucoup d'enregistrements pour un seul séisme et donc des données en champ proche et, de plus, le fait de disposer d'accéléromètres en profondeur et en surface doit permettre de dissocier les effets de source et de site.

Les travaux de la deuxième partie nous ont permis de mettre en évidence l'importance du mouvement d'entrée dans une étude « site spécifique ». Le choix d'un mouvement incident « pur » non affecté par les phénomènes de surface est particulièrement difficile (Bonilla, 2000), nous avons suggéré d'utiliser des mouvements collectés à grande profondeur. Ces enregistrements peuvent être translatés à la profondeur incidente voulue en les convoluant par une fonction de transfert élastique représentant la propagation entre la profondeur d'enregistrement et la profondeur cible. Ici à nouveau, le réseau japonais KIK-NET apparaît



comme un outil particulièrement bien adapté. il est également possible de récolter des enregistrements en profondeurs sur de nombreux sites aux Etats-Unis (Garner Valley, Borrego Mountains, etc). Plus près de nous, nous pouvons citer le projet européen CORSEIS dans le golfe de Corinthe et bien sûr Grenoble !

## Références

- Abrahamson, N. A., and Litehiser, J. J. (1989). "Attenuation of vertical peak acceleration." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 79, 549-580.
- Abrahamson, N. A., and Silva, W. J. (1997). "Empirical Respose Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes." *Seismological Research Letters*, 68(1), 94-127.
- Aguirre, J., and Irikura, K. (1995). "Preliminary analysis of nonlinear site effects at Port Island vertical array station during the 1995 hyogo-ken Nambu earthquake." *Journal of Natural Disaster Science*, 16(2), 49-58.
- Aguirre, J., and Irikura, K. (1997). "Nonlinearity, liquefaction, and velocity variation of soft soil layers in Port Island, Kobe, during the Hyogo-Ken Nambu earthquake." *Bulletin of the Seismic Society of America*, 87, 1244-1258.
- Aki, K. (1998) "Local site effects on strong ground motion." *Earthquake Engineering and Soil Dynamic II - Recent Advances in Ground-Motion Evaluation*, Park City, Utah, USA, 103-155.
- Ambraseys, N. N., Simpson, K. A., and Boomer, J. J. (1996). "Prediction of horizontal response spectra in Europe." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(4), 371-400.
- Ambraseys, N. N., and Simpson, K. A. (1996). "Prediction of vertical response spectra in Europe." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(4), 401-412.
- Archuleta, R. J. (1998) "Direct observation of nonlinearity in accelerograms." *second symposium on the effects of surface geology on seismic motion*, Yokohama, 787-792.
- Archuleta, R. J., and Steidl, J. H. (1998) "ESG studies in the United States: Results from borehole arrays." *second International Symposium on the effects of surface geology on seismic motion*, Yokohama, 3-14.
- Arias, A. (1970). "A measure of earthquake intensity." *Seismic design for nuclear power plants*, R. J. Hansen, ed., MIT Press, 438-483.
- Bard, P.-Y., and Gariel, J.-C. (1986). "The Seismic Response of Two-Dimentional Sedimentary Deposits With Large Vertical Velocity Gradients." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 76(2), 343-346.
- Bard, P. Y., Czitrom, G., Durville, J. L., Godefroy, P., Mouroux, P., and Pecker, A. (1995). "Guidelines for seismic microzonation studies." , AFPS.
- Bard, P.-Y. (1999) "Microtremor Measurments: a too for site effect estimation ?" . *Second International Symposium on The Effects of Surface Geology on Seismic Motion : Recent Progress and New Horizon on ESG Study*.
- Beresnev, I. A., Field, E. H., Abeele, K. V. D., and Johnson, P. A. (1998). "Magnitude of nonlinear sediment response in the Los Angeles bassin during the 1994 Northridge, California, earthquake." *Bulletin of the Seismic Society of America*, 88(4), 1079-1084.
- Bolt, B. A. (1969) "Duration of Strong Motion." *4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1304-1315.



Bommer, J. J., and Martinez-Pereira, A. (1999). "The effective duration of earthquake strong motion." *Journal of Earthquake Engineering*, 3, 127-172.

Bonilla, L. F., Steidl, J. H., Lindley, G. T., Tumarkin, A. G., and Archuleta, R. J. (1997). "Site Amplification in San Fernando Valley, California: Variability of Site Effect Estimation Using the S-wave, Coda, and H/V Methods." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87, 710-730.

Bonilla, L. F., Steidl, J. H., Gariel, J.-C., and Archuleta, R. J. (2000). "Borehole response of the Garner Valley downhole array, southern California."

Boore, D. M., and Joyner, W. B. (1982). "The empirical prediction of ground motion." *Bulletin of the seismological society of America*, 72, S43-S60.

Boore, D. M., Joyner, W. B., and Fumal, T. E. (1997). "Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western north american earthquakes : a summary of recent work." *Seismological Research Letters*, 68(1), 128-153.

Boore, D. M., and Joyner, W. B. (1997). "Site amplification for generic rock sites." *Bulletin of the seismological society of America*, 87.

Borcherdt, R. D., and Glassmoyer, G. (1992). "On the characteristics of local geology and their influence on ground motions generated by the Loma Prieta earthquake in the San Francisco bay region, California." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82(2), 603-641.

Borcherdt, R. D. (1994). "Estimates of site-dependent response spectra for design (Methodology and justification)." *Earthquake Spectra*, 10(4), 617-653.

BRGM. (1998). *CyberQuake User's Guide*.

Choppin, L. (2000). "Modélisation des effets de site lors du séisme de Hyogo-ken Nambu, 1995 (Kobe, Japon)." , BRGM, Orléans.

Crouse, C. B., Vyas, Y. K., and Schell, B. A. (1988). "Ground motions from subduction-zone earthquakes." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78, 1-25.

Dobry, R., Borcherdt, R. D., Crouse, C. B., Idriss, I. M., Joyner, W. B., Martin, G. R., Power, M. S., Rinne, E. E., and Seed, R. B. (2000). "New site Coefficients and Site Classification System Used in Recent Building Seismic Code Provisions." *Earthquake Spectra*, 16(1), 41-67.

Elgamal, A.-W., Zeghal, M., Parra, E., Gunturi, R., Tang, H. T., and Stepp, J. C. (1996). "Identification and modelling of earthquake ground response - I. Site amplification." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 499-522.

Elgamal, A. W., Zeghal, M., and Parra, E. (1996). "Liquefaction of reclaimed Island in Kobe, Japan." *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(1), 39-49.

Field, E. H., Johnson, P. A., Beresnev, I. A., and Zeng, Y. (1997). "Nonlinear ground motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake." *Nature*, 390, 599-601.

Finn, W. D., Lee, K. W., and Martin, G. R. (1977). "An effective stress model for liquefaction." *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 103(GT6), 517-533.

Finn, W. D. (1982). "Dynamic Response of Saturated Sand." *Soil Mechanics, Transient and cyclic loads*, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz, eds., 105-131.

Frankel, A. D. (1999). "How does the ground shake ?" *Science*, 283(3), 2032-2033.

Fukushima, Y., and Tanaka, T. (1990). "A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(4), 757-783.

Fukushima, Y. (1992). "Comment on "Ground Motion Attenuation Relations for Subduction Zones"." *Seismological Research Letters*, 68(6), 947-949.

Fukushima, Y., Gariel, J.-C., and Tanaka, R. (1995). "Site-dependent attenuation relations of seismic motion parameters at depth using borehole data." *Bulletin of the Seismic Society of America*, 85(6), 1790-1804.

Fukushima, Y., Berge, C., and Cotton, F. (2001). "Trial of developing attenuation relation with near field saturation terms for Europe". *Rapport de l'Institut de protection et de sûreté nucléaire en préparation*.

Gariel, J.-C. (1997). "L'expérimentation sismique de Garner Valley." , *Rapport de l'Institut de protection et de sûreté nucléaire*.

Gueguen, P., Bard, P.-Y., and Semblat, J.-F. (2000) "From soil-structure to site-city interaction." *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland.

Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972). "Shear modulus and damping in soil: measurement and parameter effects." *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, 98, 603-624.

Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972). "Shear modulus and damping in soil: design equations and curves." *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, 98, 667-692.

Heaton, T. H., Tajima, F., and Mori, W. (1986). "Estimating ground motions using recorded accelerograms." *Survey in Geophysics*, 8, 25-83.

Hujeux, J.-C. (1985). "Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols." *Génie parassismique*, V. Davidovici, ed., Presses des Ponts et Chaussées, 287-353.

Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. (1990). "Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility." , Port and Harbour Research Institute.

Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. (1990). "Parameter Identification for Cyclic Mobility Model." , Port and Harbour Research Institute.

Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., and Inatomi, T. (1992) "A multiple shear mechanism model for sand." *Tenth world Conference on Earthquake Engineering*.

Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y., and Abiko, K. (1995). "Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro-Oki earthquake." *Soils and Foundations*, 35(1), 115-131.

Joyner, W. B., and Boore, D. M. (1981). "Peak acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 71, 2,011-2,038.



Joyner, W. B., and Boore, D. M. (1993). "Methods for regression analysis of strong-motion data." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83, 469-487.

Kinoshita, S. (1998). "Kyoshin Net (K-NET)." *Seismological Research Letters*, 69(4), 309-332.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall.

Kudo, K., and Kataoka, S. (1996) "A dense Strong Motion Array Observation in Kushiro city for evaluating the effects of surface geology on seismic motion." *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Mexico.

Lachet, C., Bard, P.-Y., Gariel, J.-C., and Irikura, K. (1998). "Straightforward methods to detect non-linear response of the soil, from the recordings of the Kobe earthquake (Japan 1995)." *11th European conference on earthquake engineering*, Paris.

Lebrun, B. (1997). "Les effets de site : étude expérimentale et simulation de trois configurations," Université Joseph Fourier, Grenoble.

Lussou, P., Bard, P. Y., Gariel, J. C., and Modaressi, H. (2000). "Quantification of soil nonlinearity based on simulations." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20, 509-516.

Lussou, P., Fukushima, Y., and Bard, P. Y. (2001). "Seismic design regulation codes : Contribution of Knet data to site effect evaluation." *Journal of Earthquake Engineering*, 5(1), 13-33.

Maruyama, Y., Yamazaki, F., and Hamada, T. (2000). "Microtremor measurements for the estimation of seismic motion along expressways." *Sixth International Conference on Seismic Zonation*, Palm Spring.

Mellal, A., and Modaressi, H. (1998). "A simplified numerical approach for nonlinear dynamic analysis of multilayered media." *11th European conference on earthquake engineering*, Paris.

Mohammadioun, B. (1997). "Nonlinear response of soils to horizontal and vertical bedrock earthquake motion." *Journal of Earthquake Engineering*, vol. I, 93-119.

O'Connell, D. R. H. (1999). "Replication of apparent nonlinear seismic response with linear wave propagation models." *Science*, 183, 2045-2050.

Pavlenko, O. V., and Irikura, K. (2001). "Types of elastic nonlinearity of sedimentary soils." *Submitted to BSSA*.

Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

Pecker, A. (1991). "Garner Valle downhole experimentation soil profile and mechanical characteristics." Géodynamique et Structure, Bageux.

Prevost, J. H. (1985). "A simple plasticity theory model for cohesionless soils." *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4(1).

Pyke, R. (1979). "Nonlinear soil model for irregular cyclic loadings." *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 105, 715-726.

Ramberg, W., and Osgood, W. R. (1943). "Description of stress-strain curves by three parameters." National Advisory Committee for Aeronautics, Washington D. C.

Riepl, J., Gariel, J., and Bard, P. (1998). "About the Coda wave signals to estimate local site amplification factors." *second international symposium on the effects of surface geology on seismic motion*, Yokohama, Japan, 523-530.

Schnabel, B., Lysner, J., and Sedd, H. B. (1972). "A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites." 72-12, EERC, Berkeley.

Seed, H. B., Idriss, I. M., and Kieffer, F. W. (1969). "Characteristics of rock motions during earthquakes." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM5), 1199-1219.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K. (1986). "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils." *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 112(11), 1016-1032.

Semblat, J.-F. (1998). "Amortissement et dispersion des ondes : points de vue physique et numérique." *Revue française de génie civil*, 2(1), 91-111.

Semblat, J.-F., and Brioiist, J. J. (2000). "Efficiency of higher order finite elements for the analysis of seismic wave propagation." *Journal of sound and vibration*, 231(1), 460-467.

Shabestari, T., and Yamazaki, F. (2000). "Attenuation relation of response spectra in Japan considering site-specific term." *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland.

Steidl, J. H., Tumarkin, A. G., and Archuleta, R. J. (1996). "What is a reference site ?" *Bulletin of Seismological Society of America*, 86(6), 1733-1748.

Trifunac, M. D., and Todorovska, M. I. (1998). "Nonlinear soil response as a natural passive isolation mechanism - the 1994 Northridge California earthquake." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17, 41-51.

Vucetic, M., and Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response." *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 117(1), 89-107.

Wen, K.-L. (1994). "Nonlinear soil response in ground motions." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 599-608.

Wilson, R. C. (1993). "Relation of Arias intensity to magnitude and distance in California." 93-556, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia.

Yagi, and Kikuchi. (2000). "Source Rupture Process of the Tottori-ken Seibu earthquake of Oct. 6, 2000." Earthquake Research Institute, Univ. of Tokyo, JAPAN.

Yu, G., Anderson, J. G., and Siddharthan, R. (1992). "On the Characteristics of Nonlinear Soil Response." *Bulletin of the Seismic Society of America*, 83(1), 218-244.

Zeghal, M., Elgamal, A.-W., and Parra, E. (1996). "Identification and modelling of earthquake ground response - II. Site liquefaction." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 523-547.



## Table des figures

FIGURE 2.1-1 : REPARTITION DES STATIONS DU RESEAU K-NET.....	15
FIGURE 2.1-2 : ACCELEROMETRE "K-NET".....	16
FIGURE 2.1-3 : STATION "K-NET".....	16
FIGURE 2.1-4 : PROFIL DE SOL DE LA STATION TKS010 DU RESEAU K-NET.....	17
FIGURE 2.1-5 : EXEMPLE D'ENREGISTREMENT.....	17
FIGURE 2.1-6 : LE MOUVEMENT SISMIQUE PEUT SE DECOMPOSER EN TROIS CONTRIBUTIONS.....	18
FIGURE 2.1-7 : LA PROPAGATION DES ONDES S'ACCOMPAGNE D'UNE ATTENUATION DE L'AMPLITUDE DE CELLE-CI. L'AMPLITUDE DES ONDES (Y) EST INVERSEMENT PROPORTIONNELLE A LA DISTANCE (R), K REPRESENTE L'ENERGIE LIBEREE A LA SOURCE.....	19
FIGURE 2.1-8 : PREMIERE ETAPE DE L'INVERSION.....	20
FIGURE 2.1-9 : DEUXIEME ETAPE DE L'INVERSION.....	21
FIGURE 2.2-1: DISTRIBUTION OF THE 3011 RECORDS USED IN THIS STUDY IN MAGNITUDE-DISTANCE.....	26
FIGURE 2.2-2: DISTRIBUTION OF K-NET STATION NUMBER VERSUS $V_s^{30}$ .....	27
FIGURE 2.2-3: DISTRIBUTION OF RECORDS IN MAGNITUDE-DISTANCE FOR CATEGORIES A, B, C AND D.....	27
FIGURE 2.2-4: FOUR HORIZONTAL 5 PERCENT RESPONSE SPECTRA OBTAINED BY THIS STUDY ACCORDING TO CATEGORY OF SOIL (MJ=6 AND R=30 KM).....	29
FIGURE 2.2-5: FOUR VERTICAL 5 PERCENT RESPONSE SPECTRA OBTAINED BY THIS STUDY ACCORDING TO CATEGORY OF SOIL (MJ=6 AND R=30 KM).....	30
FIGURE 2.2-6: VARIATION OF STANDARD DEVIATION VERSUS FREQUENCY FOR THE CASE OF NO SITE CONDITIONS AND THE CASE PRESENTED IN THIS STUDY WITH FOUR CATEGORIES OF SITES.....	30
FIGURE 2.2-7: VARIATION OF SITE COEFFICIENTS VERSUS FREQUENCY FOR HORIZONTAL MOTION.....	31
FIGURE 2.2-8: VARIATION OF SITE COEFFICIENTS VERSUS FREQUENCY FOR VERTICAL MOTION.....	31
FIGURE 2.2-9: KNET SPECTRA A AND B COMPARED TO BOORE ET AL. (1997), AMBRASEYS ET AL. (1996) AND SHABESTARI AND YAMAZAKI (2000) FOR STIFF SOIL (MJ = MS = MW = 6.3 AND R1 = R = R3 = 20KM).....	33
FIGURE 2.2-10: KNET SPECTRA C AND D COMPARED TO BOORE ET AL.(1997), AMBRASEYS ET AL. (1996) AND SHABESTARI AND YAMAZAKI (2000) FOR SOFT SOIL SITE (MJ = MS = MW = 6.3 AND R1 = R = R3 = 20KM). .....	34
FIGURE 2.2-11: K-NET PGA ATTENUATION LAW COMPARED TO BOORE ET AL.( 1997) AND AMBRASEYS ET AL. (1996) LAWS (MJ = MS = MW = 6.3 AND R1 = R).....	36
FIGURE 2.2-12: COMPARISON OF NORMALISED RESPONSE SPECTRA PROPOSED BY THE EC8 AND THOSE OBTAINED IN THIS STUDY. THE SHAPE OF EC8 SPECTRA DEPEND ON SOIL CONDITION AND SEISMICITY LEVEL (TYPE 1 AND TYPE 2).....	38
FIGURE 2.2-13: COMPARISON OF NORMALISED RESPONSE SPECTRA PROPOSED BY THE UBC97 AND THOSE OBTAINED IN THIS STUDY. THE SHAPE OF UBC97 SPECTRA DEPEND ON SOIL CONDITION AND SEISMIC ZONE.....	38
FIGURE 2.2-14: DISTRIBUTION OF DEEPEST MEASURED VALUES OF VS FOR STATIONS ON "ROCK". .....	41
FIGURE 2.3-1: H OVER V SPECTRAL RATIO AND S WAVE VELOCITY DEDUCED FROM IN SITU MEASUREMENTS FOR THE K-NET STATIONS MIE008 AND HKD093.....	45
FIGURE 2.3-2: MAGNITUDE AND DISTANCE DISTRIBUTION OF THE 4705 RECORDS USED IN THIS STUDY. ....	46
FIGURE 2.3-3: DISTRIBUTION OF K-NET DATA ACCORDING TO THEIR VALUES OF $V_s^{30}$ AND $F_0$ . VERTICAL THICK LINES SHOW THE $V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION. ....	48
FIGURE 2.3-4: HORIZONTAL RESPONSE SPECTRA (5 PERCENT DAMPING) OBTAINED BY THIS STUDY ACCORDING TO $V_s^{30}$ CATEGORIES OF SOIL A, B, C AND D. ....	49
FIGURE 2.3-5: HORIZONTAL RESPONSE SPECTRA (SOIL CATEGORY B, M=6, R=20KM) OBTAINED IN THIS STUDY COMPARED TO RESULTS OF LUSSOUËT AL., 2001.....	50
FIGURE 2.3-6: DISTRIBUTION OF K-NET DATA ACCORDING TO THEIR VALUES OF $V_s^{30}$ AND $F_0$ . HORIZONTAL THICK LINES SHOW THE $F_0$ SITE CLASSIFICATION.....	51
FIGURE 2.3-7: HORIZONTAL RESPONSE SPECTRA (5 PERCENT DAMPING) OBTAINED BY THIS STUDY ACCORDING TO $F_0$ CATEGORIES OF SOIL 1, 2 AND 3 (MJ=6 AND R=20 KM). ....	51
FIGURE 2.3-8: DISTRIBUTION OF K-NET DATA ACCORDING TO THEIR VALUES OF $V_s^{30}$ AND $F_0$ . HORIZONTAL AND VERTICAL THICK LINES SHOW THE COUPLED $F_0 / V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION. ....	52
FIGURE 2.3-9: HORIZONTAL RESPONSE SPECTRA (5 PERCENT DAMPING) OBTAINED BY THIS STUDY (MJ=6 AND R=20 KM) ACCORDING TO CATEGORIES OF SOIL AB1, AB2 (COUPLED $F_0 / V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION) AND AB ( $V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION). ....	53

FIGURE 2.3-10: HORIZONTAL RESPONSE SPECTRA (5 PERCENT DAMPING)OBTAINED BY THIS STUDY (MJ=6 AND R=20 KM) ACCORDING TO CATEGORY OF SOIL C1, C2 (COUPLED $F_0 / V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION) AND C ( $V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION). ....	53
FIGURE 2.3-11: HORIZONTAL 5 PERCENT RESPONSE SPECTRA OBTAINED BY THIS STUDY (MJ=6 AND R=20 KM) ACCORDING TO CATEGORY OF SOIL D1, D2 (COUPLED $F_0 / V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION) AND D ( $V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION). ....	54
FIGURE 2.3-12: HORIZONTAL TO VERTICAL (HVSr) SPECTRAL RATIO COMPUTED ON SEISMIC EVENTS, ON NOISE MEASUREMENTS AND THEORETICAL ESTIMATION OF THE TRANSFER FUNCTION USING VELOCITY MEASUREMENTS (BOLD LINE). ....	55
FIGURE 2.3-13: STANDARD DEVIATION VERSUS FREQUENCY FOR THE CASE OF NO SITE CONDITION, $V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION, $F_0$ SITE CLASSIFICATION AND COUPLED $F_0 / V_s^{30}$ SITE CLASSIFICATION. ....	56
FIGURE 2.3-14: HORIZONTAL TO VERTICAL (HVSr) SPECTRAL RATIO COMPUTED ON SEISMIC EVENTS (GRAY AREA) AND IN-SITU VELOCITY MEASUREMENTS OF STATION NGN012. ....	57
FIGURE 2.3-15: AVERAGED NORMALISED RESPONSE SPECTRA FOR 10 RECORDS WITH $4 < M < 5.8$ , $20 < R < 160$ KM AT STATION NGN012 (BOLD LINE) COMPARED TO THE PREDICTED RESPONSE SPECTRA CALCULATED BY THE $V_s^{30}$ , THE $F_0$ AND THE COUPLED ( $V_s^{30} / F_0$ ) SITE CLASSIFICATION ATTENUATION LAWS. ....	57
FIGURE 2.4-1 : REPARTITION DES DONNEES EN MAGNITUDE, DISTANCE ET CONDITIONS DE SITE $V_s^{30}$ . ....	60
FIGURE 2.4-2 : REPARTITION DES DONNEES EN MAGNITUDE, DISTANCE ET CONDITIONS DE SITE $F_0$ . ....	61
FIGURE 2.4-3 : PGV EN FONCTION DE LA DISTANCE POUR UN SEISME DE MAGNITUDE 6,5. ....	63
FIGURE 2.4-4 : INTENSITE D'ARIAS EN FONCTION DE LA DISTANCE POUR UN SEISME DE MAGNITUDE 6,5. ....	63
FIGURE 2.4-5: DEFINITION DE LA "BRACKETED DURATION". ....	64
FIGURE 2.4-6 : DEFINITION DE LA "UNIFORM DURATION". ....	65
FIGURE 2.4-7 : DEFINITION DE LA "SIGNIFICANT DURATION". ....	65
FIGURE 2.4-8 : 1-MCGUIRE AND BARNHARD (1979), 2-KAWASHIMA AND AIZAWA (1989), 3-MARGARIS ET AL. (1990), 4-PAPAZACHOS ET AL. (1992). POUR 1, 3 ET 4 LA DUREE EST ESTIMEE AU ROCHER, 2 NE PREND PAS EN COMPTE LES CONDITIONS DE SITE .....	66
FIGURE 2.4-9 : ESTIMATION DE LA "BRACKETED DURATION" (BOLT, 1973), DEFINITION DE LA DUREE SIMILAIRE A CELLES DE LA FIGURE 2.4-8.....	66
FIGURE 2.4-10 : 1-TRIFUNAC AND BRADY (1975), 2-MCGUIRE AND BARNHARD (1979), 3- KAMIYAMA (1984), 4- MARGARIS ET AL. (1990). POUR 1, 3 ET 4 LA DUREE EST ESTIMEE AU ROCHER, 2 NE PREND PAS EN COMPTE LES CONDITIONS DE SITE. ....	67
FIGURE 2.4-11 : ESTIMATION DE LA "SIGNIFICANT DURATION" (TRIFUNAC AND BRADY, 1975), DEFINITION DE LA DUREE SIMILAIRE A CELLES DE LA FIGURE 2.4-10.....	67
FIGURE 2.4-12 : VMAX/AMAX EN FONCTION DE $T_p$ . ....	68
FIGURE 2.4-13 : $\Omega$ EN FONCTION DE $T_p$ . ....	69
FIGURE 2.4-14 : DELTA EN FONCTION DE $F_0$ . ....	70
FIGURE 2.4-15 : VARIATION DU RESIDU EN FONCTION DE LA MAGNITUDE (A), DE LA DISTANCE (B) , DE CONDITIONS DE SITE (C) ET DE LA DUREE PREDITE AU ROCHER (D). ....	72
FIGURE 2.4-16 : COMBINAISON D'INTERVALLES DE CONFIANCE. ....	73
FIGURE 2.4-17 : ÉCART TYPE D'UNE SELECTION DE SIX PARAMETRES POUR LES TROIS INVERSIONS. ....	74
FIGURE 3.1-1 : COMPLEXITE DE L'EFFET DE SITE. ....	80
FIGURE 3.1-2 : ENREGISTREMENTS EN Puits A KOBE.....	82
FIGURE 3.1-3 : MISE EN EVIDENCE DE LA NON LINEARITE. EN POINTILLES LA SECousse PRINCIPALE (M=6,7), EN TRAIT PLEIN UNE MOYENNE SUR PLUSIEURS REPLIQUES ( $3 < M < 5,6$ ), FIELD ET AL. 1997. ....	83
FIGURE 3.1-4 : PLAN DE FAILLE ET EPICENTRE DU SEISME DE TOTTORI (YAGI ET KIKUCHI 2000) AINSI QUE LES STATIONS DES RESEAUX K-NET ET KIK-NET. ....	84
FIGURE 3.1-5 : RAPPORT H/V POUR LE SEISME DE TOTTORI EN GRAS, RAPPORT H/V MOYEN POUR LES REPLIQUES AVEC $\pm$ UN ECART TYPE (ZONE GRISÉE). ....	85
FIGURE 3.1-6 : SISMOGRAMME "CLASSIQUE" ENREGISTRE A GARNER VALLEY (SEISME HECTOR MINE 1999), SISMOGRAMME ENREGISTRE A PORT ISLAND (SEISME DE KOBE 1995), SISMOGRAMME ENREGISTRE A KUSHIRO PORT (SEISME DE KUSHIRO 1993). ....	86
FIGURE 3.1-7 : DESCRIPTION DES DEGATS DUS AU AU SEISME DE NORTHRIDGE DANS LA VALLEE DE SAN FERNANDO D'APRES TRIFUNAC ET TODOROVSKA (1998). ....	87
FIGURE 3.2-1 : LA CONTRAINTE TOTALE EST LA SOMME DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE ET DE LA PRESSION INTERSTITIELLE. ....	89
FIGURE 3.2-2 : MODELE LINEAIRE, LA DEFORMATION EST PROPORTIONNELLE A LA CONTRAINTE. ....	90
FIGURE 3.2-3 : MODELE DE KELVIN-VOIGT. ....	90
FIGURE 3.2-4 : VARIATION DU MODULE DE CISAILLEMENT G ET DE L'AMORTISSEMENT D EN FONCTION DE L'AMPLITUDE DE DEFORMATION. COURBES PROPOSEES PAR SEED (1969) AFIN DE DELIMITER UN FUSEAU VALABLE POUR LES SABLES. ....	92



FIGURE 3.2-5 : COURBE INITIALE DE CHARGEMENT ET COURBES DE DECHARGEMENT/RECHARGEMENT POUR LA LOI HYPERBOLIQUE.....	93
FIGURE 3.2-6 : SCHEMA SIMPLIFIE DU MECANISME MULTI-CISAILLEMENT.....	94
FIGURE 3.2-7 : COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE PARFAIT, CHARGEMENT MONOTONE.....	95
FIGURE 3.2-8 : COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE PARFAIT AVEC DECHARGE.....	96
FIGURE 3.2-9 : COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE AVEC ECRUISSAGE (LE SEUIL DE PLASTICITE EVOLUE LORS DU CHARGEMENT), CHARGEMENT MONOTONE.....	96
FIGURE 3.2-10 : COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE AVEC ECRUISSAGE, CHARGE ET DECHARGE.....	96
FIGURE 3.2-11 : POSITION DES RECEPTEURS POUR LE CALCUL DES FONCTIONS DE TRANSFERT.....	99
FIGURE 3.2-12 : DISCRETISATION EN ESPACE.....	100
FIGURE 3.2-13 : DISCRETISATION EN TEMPS.....	100
FIGURE 3.2-14 (B) : LES CINQ SOLLICITATIONS UTILISEES.....	102
FIGURE 3.2-15 : FONCTION DE TRANSFERT ELASTIQUE ET FONCTION DE TRANSFERT OBTENU AVEC UN DIRAC.....	102
FIGURE 3.2-16 : FONCTION DE TRANSFERT ELASTIQUE ET FONCTIONS DE TRANSFERT OBTENU AVEC LE SEISME PROCHE.....	102
FIGURE 3.2-17 : FONCTION DE TRANSFERT ELASTIQUE ET FONCTIONS DE TRANSFERT OBTENU AVEC LE SEISME LOINTAIN.....	103
FIGURE 3.2-18 : SENSIBILITE DE LA FONCTION DE TRANSFERT AU MOUVEMENT D'ENTREE, CALCULS A 0,1G ET A 0,4G POUR NOAH.....	103
FIGURE 3.2-19 : SENSIBILITE DE LA FONCTION DE TRANSFERT AU MOUVEMENT D'ENTREE, CALCULS A 0,1G ET A 0,4G POUR CYBERQUAKE.....	104
FIGURE 3.2-20 : SENSIBILITE DE LA FONCTION DE TRANSFERT AU MOUVEMENT D'ENTREE, CALCULS A 0,1G ET A 0,4G POUR SHAKE.....	104
FIGURE 3.2-21 : RAPPORT SPECTRAL OBTENU POUR LA SOLLICITATION N°2 EN POINTILLE GRAS COMPARE AUX AUTRES EN TRAITS FINS. EN GRAS LA MOYENNE DES CINQ SOLLICITATIONS.....	105
FIGURE 3.2-22 : RAPPORT H/V ET PROFIL DE VITESSE POUR LA STATION GIF004.....	106
FIGURE 3.2-23 : INVERSION DE CHARGEMENT.....	106
FIGURE 3.2-24 : DEFINITION DU COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT.....	107
FIGURE 3.2-25 : COURBES G-GAMMA ET D-GAMMA POUR SHAKE.....	108
FIGURE 3.2-26 : EVALUATION DE L'AMORTISSEMENT EN FONCTION DU NIVEAU D'ACCELERATION POUR UN SABLE.....	109
FIGURE 3.2-27 : EVALUATION DE L'AMORTISSEMENT EN FONCTION DU NIVEAU D'ACCELERATION POUR UNE ARGILE.....	109
FIGURE 3.2-28 : PROFILS DE VITESSE (ONDES S) POUR PORT ISLAND ET KUSHIRO PORT.....	111
FIGURE 3.2-29 : SISMOGRAMMES ENREGISTRES EN PROFONDEUR ET EN SURFACE A PORT ISLAND ET KUSHIRO PORT (COMPOSANTES NORD).....	111
FIGURE 3.2-30 : SISMOGRAMMES ET SPECTRES DE FOURIER ENREGISTRES ET CALCULES POUR PORT ISLAND.....	113
FIGURE 3.2-31 : SISMOGRAMMES ET SPECTRES DE FOURIER ENREGISTRES ET CALCULES POUR KUSHIRO PORT.....	114
FIGURE 3.2-32 : PRESENTATION DES SOLLICITATIONS 6 A 8.....	115
FIGURE 3.2-33 : SPECTRES DE FOURIER DES ACCELERATIONS OBTENUES EN SURFACE POUR LES SOLLICITATIONS 6 A 8 POUR CYBERQUAKE.....	116
FIGURE 3.2-34 : SPECTRES DE FOURIER DES ACCELERATIONS OBTENUES EN SURFACE POUR LES SOLLICITATIONS 6 A 8 POUR SHAKE.....	116
FIGURE 3.2-35 : COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION CALCULEES PAR CYBERQUAKE (A GAUCHE) ET SHAKE (A DROITE) A 27,5 METRES DE PROFONDEUR.....	117
FIGURE 3.2-36 : SCHEMA D'UN SYSTEME NON LINEAIRE.....	118
FIGURE 3.3-1 : EFFET DE SITE A GRENOBLE (B. LEBRUN, 1997).....	120
FIGURE 3.3-2 : PROFIL DE VITESSE DEFINI SUR 54 METRES (BRGM, 1981).....	122
FIGURE 3.3-3 : CONDITIONS DE SITE DES STATIONS SZO002 ET KGS025.....	125
FIGURE 3.3-4 : ENREGISTREMENTS SZO ET KGS.....	125
FIGURE 3.3-5 : SPECTRES DE REPONSE (5% D'AMORTISSEMENT) CALCULES AVEC LA SOLLICITATION SZO CALEE A 2 M/S.....	126
FIGURE 3.3-6 : SPECTRES DE REPONSE (5% D'AMORTISSEMENT) CALCULES AVEC LA SOLLICITATION SZO CALEE A 4 M/S.....	126
FIGURE 3.3-7 : SPECTRES DE REPONSE (5% D'AMORTISSEMENT) CALCULES AVEC LA SOLLICITATION SZO CALEE A 8 M/S.....	127
FIGURE 3.3-8 : SPECTRES DE REPONSE (5% D'AMORTISSEMENT) CALCULES AVEC LA SOLLICITATION KGS CALEE A 2 M/S.....	127
FIGURE 3.3-9 : SPECTRES DE REPONSE (5% D'AMORTISSEMENT) CALCULES AVEC LA SOLLICITATION KGS CALEE A 4 M/S.....	128

FIGURE 3.3-10 : SPECTRES DE REPONSE (5% D'AMORTISSEMENT) CALCULES AVEC LA SOLLICITATION KGS CALEE A 8 M/S.....	128
FIGURE 3.3-11 : AMPLITUDE MAXIMALE DE LA DEFORMATION DE CISAILLEMENT CALCULEE AU MILIEU DE CHAQUE COUCHE POUR LES CALCULS CYBERQUAKE AVEC LA SOLLICITATION « SZO » CALEE A 0,2G (EN VERT), 0,4G (EN BLEU) ET 0,8 G (EN ROUGE).....	129



## ANNEXES

### Annexe 1

Le présent document a été élaboré en collaboration avec les experts du réseau K-NET, qui ont contribué à la mise à jour et à la validation des données.

#### K-NET

K-NET est un réseau international de chercheurs et de professionnels de la santé qui travaillent ensemble pour améliorer la prise en charge des personnes atteintes de diabète. Le réseau est composé de membres de différents pays, qui partagent leurs connaissances et leurs expériences.



## 1 Annexe 1

### RESEAUX SISMOLOGIQUES « HAUTE TECHNICITE »

#### 1.1 Introduction

Jusqu'au début du 20<sup>ème</sup> siècle, la connaissance que nous avons des séismes reposait essentiellement sur les témoignages relatifs aux dégâts (sismicité historique). Depuis que la sismologie est entrée dans l'ère instrumentale, la technologie n'a cessé de progresser. De nouveaux outils apparaissent régulièrement et permettent de mieux décrire et comprendre les tremblements de terre.

#### 1.2 Le réseau KiK-NET

Le réseau KIK-NET fonctionne sur le même principe que le réseau K-NET (stations télémétrées, diffusion rapide et gratuite des données [http://www.kik.bosai.go.jp/kik/index\\_en.shtml](http://www.kik.bosai.go.jp/kik/index_en.shtml)) à la différence que le site type du réseau KiK-NET est composé d'un accéléromètre en surface et d'un accéléromètre en profondeur (entre 80 et 200 mètres). Ce réseau est en cours d'installation par le National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED), il doit à terme atteindre la même densité de stations que le réseau K-NET.



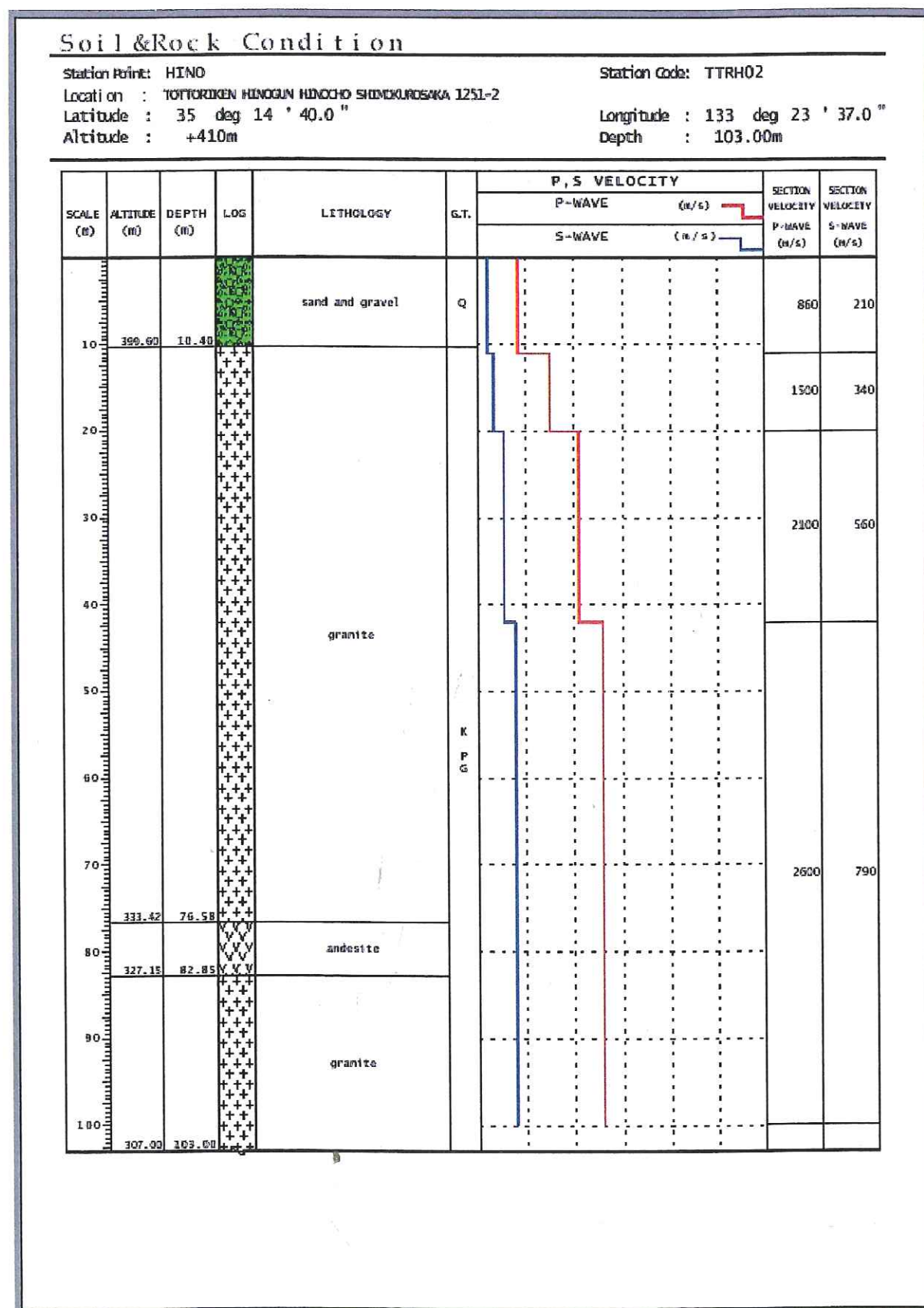


Figure 1-1 : Profil d'une station du réseau KIK-NET

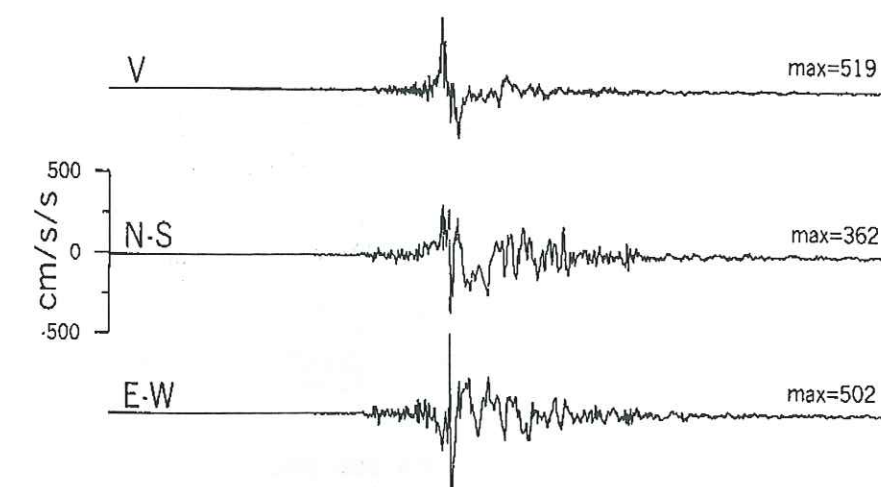


Figure 1-2 : accélérogramme enregistré par la station TCU068

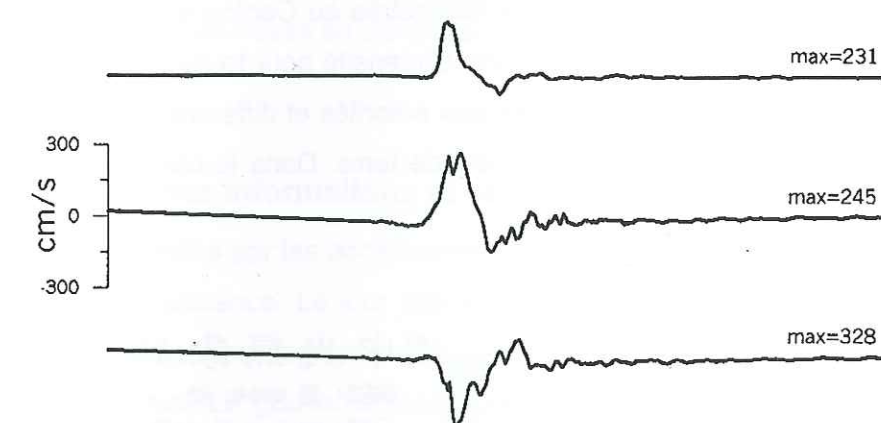


Figure 1-3 : vitesse du mouvement de la station TCU068

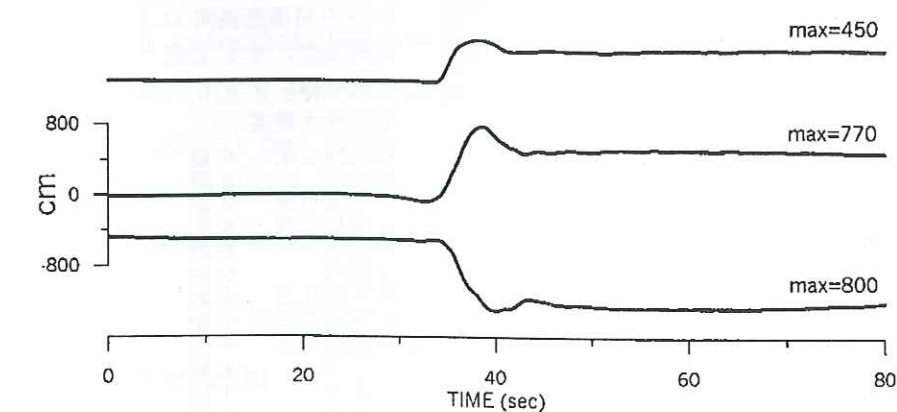


Figure 1-4 : déplacement de la station TCU068

### 1.3.1.2 Réseaux accélérométriques

En 1990, plusieurs scientifiques (dont le professeur Yi-Ben Tsai de Central University of Taiwan) ont persuadé les pouvoirs publics de financer un programme d'instrumentation



sismique des zones urbaines de Taiwan. En 1996, le Central Weather Bureau a achevé l'installation de quatre réseaux :

#### 1.3.1.2.1 réseau d'étude en champ libre

Il comprend 700 instruments (dynamique 16 bits). Ce réseau permet d'avoir une station tous les 5 à 10 kilomètres. La densité des stations est plus importante dans les villes et à proximité des failles actives. Lors du séisme de Chi-Chi, 300 enregistrements ont été collectés à moins de 200 kilomètres de la faille.

#### 1.3.1.2.2 réseau d'alerte

Ce réseau est composé de 60 instruments télémétrés au Central Weather Bureau à Taipei. Ces 60 stations permettent d'établir une carte d'intensité pour toute l'île de Taïwan à la suite de chaque séisme. Cette carte est envoyée aux autorités et différents organismes concernés moins de deux minutes après le tremblement de terre. Dans le cas du séisme du 21/9 ce délai a été de 102 secondes.

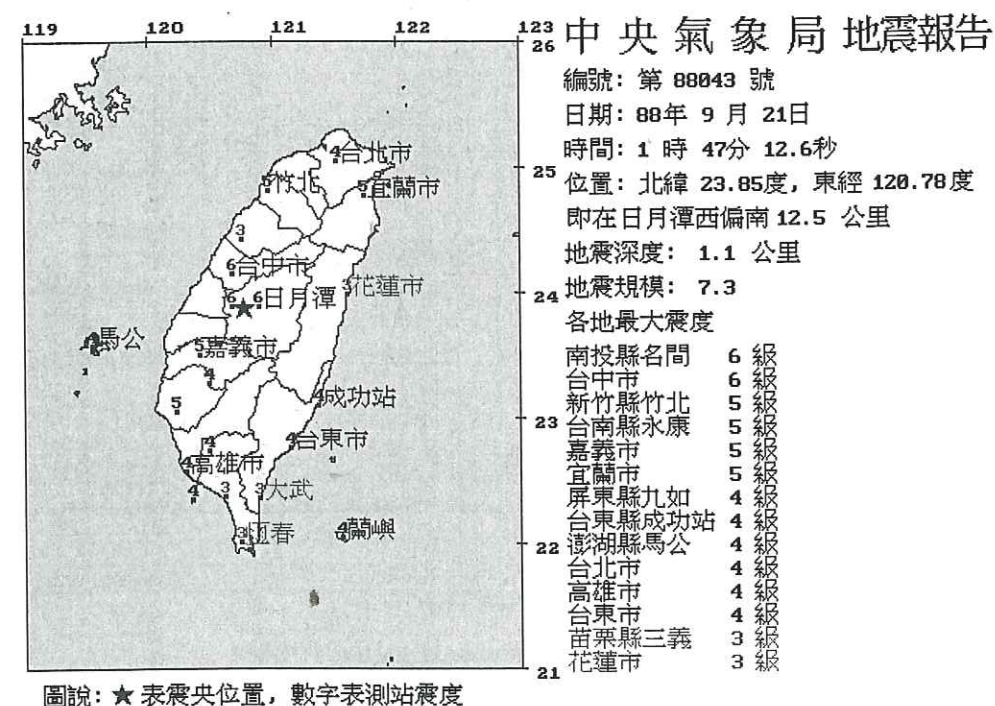


Figure 1-5 : carte des intensités réalisée automatiquement et diffusée 102 secondes après le séisme.

Cinquante ponts et bâtiments ont été instrumentés. Le bâtiment instrumenté le plus proche du séisme se situe à Taichung (33 kilomètres de la faille).

#### 1.3.1.3 Satellites

Depuis leur apparition dans les années 60, les satellites d'observations trouvent régulièrement de nouvelles applications (cartographie, météorologie, agriculture, etc). Depuis quelques années, les séismes à leur tour font appel aux capacités des satellites. Dans le cas du séisme de Chi-Chi, nous avons relevé deux applications principales :

- mesures GPS. Le séisme été suivi d'une campagne de mesure GPS, les résultats de cette campagne ne sont pas encore connus.
- photographies SPOT. Une des principales applications de ces photographies est l'observation des glissements de terrain. Elles permettent l'évaluation du volume de terre déplacée et du volume de la retenue d'eau associée. Ces données permettent de repérer les zones mises en danger par la rupture du barrage formé par le remblai.

#### 1.3.2 Synthèse des informations et cartographie

Aux informations recueillies par les accéléromètres et les satellites s'ajoutent encore d'autres campagnes de reconnaissance. Le jour même du séisme, des avions militaires ont survolé les régions sinistrées pour photographier les zones urbaines et les installations industrielles touchées par le séisme. Le gouvernement a mobilisé 1200 étudiants et professeurs des universités pour faire des observations précises sur le terrain : chaque point d'observation comportait, quand cela était possible, une mesure GPS, et une photographie. Toutes ces informations ont été collectées très rapidement, elles ont été rassemblées et sont consultable à l'aide de SIG. Il est donc aisé de confronter ces différentes informations et d'établir (ou de contredire) des corrélations entre les dégâts observés et la géologie, l'accélération maximale, la distance à la faille, etc. Deux principaux sujets ont retenu notre attention : la trace de la faille et les dégâts subits par les bâtiments.

##### 1.3.2.1 trace de la faille

Le site internet du Geological Central Survey a été conçu pour une utilisation très conviviale (<http://www.moeacgs.gov.tw/921/921earthquake/index.htm>). A l'aide de zooms successifs, il est possible de visualiser l'émergence de la faille en surface sur l'ensemble de son tracé (plus de cent photographies pour 80 km de faille).



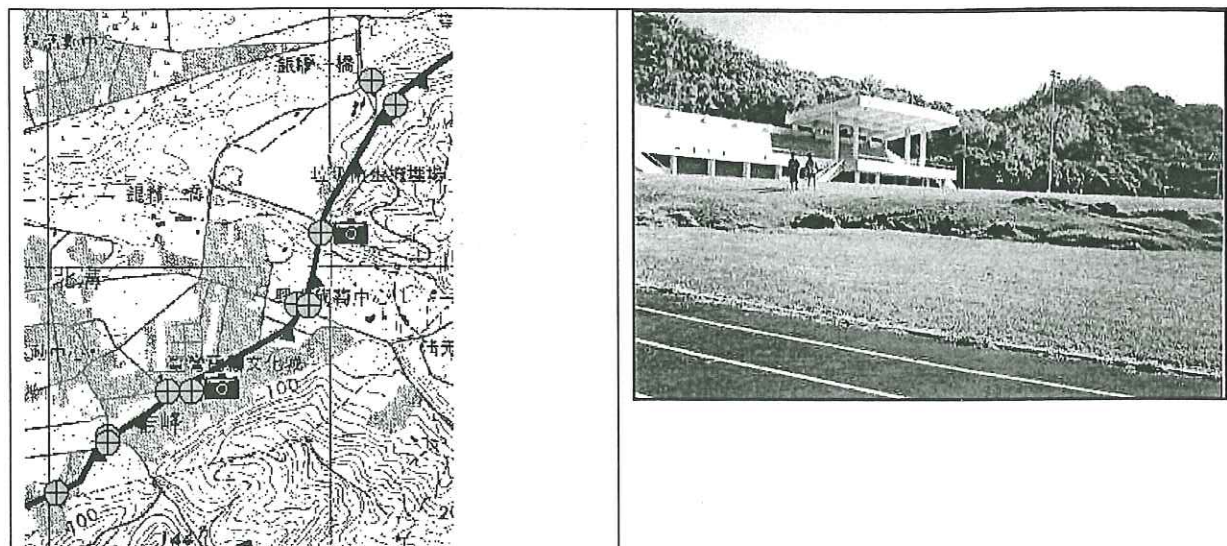


Figure 1-6 : un simple clic sur l'appareil photo permet de visualiser la trace de la faille

### 1.3.2.2 Inventaire des dégâts

De même que pour le repérage de la trace de la faille en surface, les taiwanais ont réalisé un site sur lequel sont rassemblées toutes les observations relatives aux bâtiments. Les enquêteurs disposaient d'un formulaire standard de description permettant un diagnostic rapide : état général, nombre d'étages, type de ruine, étages touchés, etc. Cette base de données doit rassembler à terme 30 000 bâtiments.

### 1.3.3 Communication et internet

Le réseau internet a joué un rôle très important lors de ce séisme. Nous rapportons ici trois faits marquants relatifs à cet aspect :

- Le rapport d'alerte (carte des intensités) a été envoyé de manière automatique par courrier électronique.
- Toutes les observations faites sur le terrain ont été rassemblées via internet. Les enquêteurs ont transféré leurs observations à l'aide d'ordinateurs portables.

- De nombreux sites internet dédiés au séisme de Chi-Chi ont fait leur apparition sur la toile. Nous citons ci-dessous 3 organismes américains et 4 organismes taiwanais :

Institution	Adresse du site internet
United States Geological Survey	<a href="http://caldera.wr.usgs.gov">http://caldera.wr.usgs.gov</a>
Incorporated Research Institutions for Seismology	<a href="http://www.iris.washington.edu/DOCS/taiwan.htm">http://www.iris.washington.edu/DOCS/taiwan.htm</a>
University of California, Berkeley	<a href="http://www.eerc.berkeley.edu/taiwan/">http://www.eerc.berkeley.edu/taiwan/</a>
National Center for Research in Earthquake Engineering	<a href="http://921.ncree.gov.tw">http://921.ncree.gov.tw</a>
Central Geological Survey	<a href="http://www.moeacgs.gov.tw">http://www.moeacgs.gov.tw</a>
National Central University	<a href="http://www-ses.gpe.ncu.edu.tw">http://www-ses.gpe.ncu.edu.tw</a>
Academia Sinica	<a href="http://www.earth.sinica.edu.tw/921/921chichi_main_eng.htm">http://www.earth.sinica.edu.tw/921/921chichi_main_eng.htm</a>

Tableau 1-1 : sites internet relatif au séisme de Chi-Chi

### 1.3.4 Conclusion

Ce chapitre illustre comment l'utilisation d'instruments de mesure modernes, de systèmes d'information géographique et du réseau internet font du séisme de Chi-Chi un séisme « haute technicité ». Ces trois facteurs ont permis de diffuser très rapidement et très largement une somme impressionnante d'informations de bonne qualité. Ces informations sont bien sûr très précieuses pour les scientifiques (sismologues et spécialistes du génie parasismique), mais aussi pour les responsables administratifs et politiques. En effet, toutes ces données ont été utiles à l'organisation des secours et constituent une aide précieuse pour la reconstruction.



## 2 Annexe 2 :

### TABLEAUX DES COEFFICIENTS POUR LES LOIS D'ATTENUATIONS PROPOSEES DANS LA PREMIERE PARTIE

#### 2.1 Tableaux relatifs au chapitre 2.2 (Contribution des données du réseau K-NET à la prise en compte réglementaire des effets de site)

Tableau 1. Coefficients à utiliser dans l'équation (2) pour le mouvement horizontal

f	a(f)	b(f)	c(A,f)	c(B,f)	c(C,f)	c(D,f)	sigma(f)
0.1	6.73E-01	1.07E-03	-3.181	-3.085	-2.979	-2.842	3.30E-01
0.2	8.29E-01	-8.13E-05	-3.525	-3.295	-3.159	-2.996	3.20E-01
0.3	8.44E-01	-4.90E-04	-3.38	-3.074	-2.908	-2.713	3.37E-01
0.4	8.45E-01	-5.88E-04	-3.118	-2.874	-2.676	-2.46	3.49E-01
0.5	8.25E-01	-6.41E-04	-2.796	-2.631	-2.407	-2.168	3.55E-01
0.6	7.96E-01	-5.24E-04	-2.502	-2.369	-2.129	-1.871	3.58E-01
0.7	7.74E-01	-5.37E-04	-2.279	-2.15	-1.901	-1.623	3.64E-01
0.8	7.55E-01	-5.82E-04	-2.088	-1.954	-1.695	-1.401	3.66E-01
0.9	7.37E-01	-5.92E-04	-1.886	-1.781	-1.512	-1.206	3.71E-01
1	7.17E-01	-5.39E-04	-1.697	-1.606	-1.332	-1.011	3.75E-01
1.1	7.00E-01	-5.03E-04	-1.533	-1.452	-1.175	-0.841	3.74E-01
1.2	6.80E-01	-4.55E-04	-1.372	-1.287	-1.012	-0.665	3.74E-01
1.3	6.59E-01	-4.21E-04	-1.223	-1.128	-0.853	-0.502	3.74E-01
1.4	6.38E-01	-3.59E-04	-1.081	-0.981	-0.705	-0.352	3.75E-01
1.5	6.22E-01	-3.13E-04	-0.971	-0.859	-0.581	-0.234	3.76E-01
1.6	6.08E-01	-3.13E-04	-0.861	-0.749	-0.471	-0.134	3.76E-01
1.7	5.97E-01	-3.29E-04	-0.769	-0.653	-0.374	-0.048	3.75E-01
1.8	5.84E-01	-3.24E-04	-0.676	-0.556	-0.274	0.04	3.74E-01
1.9	5.70E-01	-3.43E-04	-0.572	-0.452	-0.17	0.135	3.74E-01
2	5.56E-01	-3.65E-04	-0.483	-0.347	-0.067	0.227	3.73E-01
2.4	5.20E-01	-5.73E-04	-0.213	-0.04	0.235	0.47	3.71E-01
2.5	5.13E-01	-6.49E-04	-0.139	0.029	0.301	0.521	3.70E-01
2.6	5.06E-01	-7.32E-04	-0.067	0.097	0.367	0.571	3.68E-01
2.8	4.91E-01	-8.77E-04	0.063	0.223	0.49	0.664	3.64E-01
3	4.79E-01	-9.48E-04	0.17	0.336	0.594	0.74	3.60E-01
3.3	4.66E-01	-1.01E-03	0.296	0.464	0.708	0.83	3.57E-01
3.6	4.54E-01	-1.08E-03	0.354	0.583	0.808	0.917	3.54E-01
4	4.37E-01	-1.20E-03	0.479	0.737	0.943	1.033	3.53E-01
4.4	4.19E-01	-1.37E-03	0.643	0.887	1.08	1.15	3.51E-01
4.6	4.10E-01	-1.45E-03	0.711	0.958	1.147	1.207	3.50E-01

4.8	4.02E-01	-1.52E-03	0.77	1.014	1.202	1.251	3.49E-01
5	3.95E-01	-1.57E-03	0.838	1.071	1.253	1.291	3.49E-01
5.5	3.80E-01	-1.69E-03	0.984	1.191	1.356	1.365	3.48E-01
6	3.67E-01	-1.84E-03	1.081	1.298	1.444	1.437	3.48E-01
6.5	3.63E-01	-2.02E-03	1.147	1.362	1.491	1.471	3.46E-01
7	3.57E-01	-2.15E-03	1.189	1.423	1.539	1.495	3.46E-01
7.5	3.52E-01	-2.26E-03	1.231	1.478	1.582	1.521	3.48E-01
8	3.48E-01	-2.40E-03	1.274	1.522	1.614	1.55	3.49E-01
8.5	3.47E-01	-2.52E-03	1.301	1.547	1.625	1.56	3.51E-01
9	3.50E-01	-2.66E-03	1.31	1.554	1.621	1.558	3.52E-01
9.5	3.50E-01	-2.77E-03	1.318	1.564	1.621	1.562	3.52E-01
10	3.51E-01	-2.86E-03	1.293	1.562	1.613	1.557	3.53E-01
11	3.51E-01	-2.97E-03	1.298	1.564	1.608	1.548	3.54E-01
12	3.49E-01	-3.02E-03	1.344	1.564	1.601	1.538	3.54E-01
13	3.47E-01	-3.03E-03	1.389	1.554	1.592	1.525	3.56E-01
14	3.45E-01	-3.00E-03	1.39	1.543	1.58	1.516	3.56E-01
15	3.44E-01	-2.96E-03	1.375	1.523	1.561	1.503	3.55E-01
16	3.46E-01	-2.94E-03	1.345	1.488	1.526	1.477	3.54E-01
17	3.47E-01	-2.93E-03	1.306	1.462	1.499	1.456	3.53E-01
18	3.46E-01	-2.86E-03	1.295	1.444	1.481	1.443	3.51E-01
20	3.48E-01	-2.74E-03	1.208	1.392	1.431	1.401	3.46E-01
22	3.50E-01	-2.63E-03	1.144	1.336	1.382	1.361	3.41E-01
25	3.53E-01	-2.44E-03	1.073	1.252	1.312	1.304	3.32E-01
28	3.56E-01	-2.27E-03	1.007	1.185	1.255	1.259	3.26E-01
31	3.59E-01	-2.16E-03	0.931	1.139	1.217	1.228	3.23E-01
33.333	3.60E-01	-2.09E-03	0.902	1.112	1.196	1.21	3.22E-01
34	3.60E-01	-2.07E-03	0.897	1.106	1.191	1.206	3.22E-01
36	3.61E-01	-2.03E-03	0.883	1.092	1.179	1.196	3.21E-01
38	3.61E-01	-2.00E-03	0.869	1.081	1.17	1.188	3.20E-01
41	3.62E-01	-1.98E-03	0.853	1.067	1.159	1.179	3.20E-01
45	3.62E-01	-1.95E-03	0.837	1.055	1.149	1.17	3.19E-01
50	3.63E-01	-1.93E-03	0.828	1.046	1.141	1.164	3.19E-01

Tableau 2. Coefficients à utiliser dans l'équation (2) pour le mouvement vertical

f	a(f)	b(f)	c(A,f)	c(B,f)	c(C,f)	c(D,f)	sigma(f)
0.1	5.35E-01	1.65E-03	-2.627	-2.607	-2.563	-2.504	2.89E-01
0.2	7.81E-01	6.66E-04	-3.403	-3.278	-3.238	-3.135	2.79E-01
0.3	8.26E-01	-1.26E-06	-3.405	-3.188	-3.122	-3.007	2.91E-01
0.4	8.36E-01	-1.74E-04	-3.241	-3.024	-2.953	-2.824	3.09E-01
0.5	8.30E-01	-2.98E-04	-2.977	-2.845	-2.748	-2.599	3.14E-01
0.6	8.08E-01	-2.55E-04	-2.722	-2.624	-2.505	-2.348	3.22E-01
0.7	7.91E-01	-2.64E-04	-2.486	-2.433	-2.307	-2.153	3.26E-01
0.8	7.75E-01	-3.38E-04	-2.244	-2.258	-2.131	-1.968	3.30E-01
0.9	7.54E-01	-3.71E-04	-2.08	-2.068	-1.936	-1.778	3.34E-01



1	7.30E-01	-4.16E-04	-1.858	-1.881	-1.738	-1.568	3.38E-01
1.1	7.11E-01	-4.49E-04	-1.678	-1.717	-1.569	-1.402	3.42E-01
1.2	6.94E-01	-4.95E-04	-1.551	-1.572	-1.423	-1.247	3.41E-01
1.3	6.74E-01	-5.14E-04	-1.433	-1.424	-1.28	-1.092	3.41E-01
1.4	6.54E-01	-4.96E-04	-1.302	-1.28	-1.135	-0.93	3.42E-01
1.5	6.37E-01	-4.88E-04	-1.159	-1.157	-1.014	-0.795	3.41E-01
1.6	6.26E-01	-5.08E-04	-1.061	-1.067	-0.925	-0.698	3.41E-01
1.7	6.13E-01	-5.28E-04	-0.982	-0.969	-0.825	-0.587	3.40E-01
1.8	5.97E-01	-5.24E-04	-0.897	-0.86	-0.717	-0.472	3.40E-01
1.9	5.85E-01	-5.40E-04	-0.849	-0.771	-0.626	-0.378	3.39E-01
2	5.74E-01	-6.12E-04	-0.778	-0.684	-0.538	-0.281	3.40E-01
2.4	5.32E-01	-8.19E-04	-0.45	-0.369	-0.211	0.063	3.45E-01
2.5	5.25E-01	-8.70E-04	-0.386	-0.309	-0.151	0.121	3.45E-01
2.6	5.14E-01	-8.81E-04	-0.294	-0.237	-0.077	0.194	3.44E-01
2.8	5.00E-01	-9.99E-04	-0.173	-0.119	0.037	0.31	3.40E-01
3	4.85E-01	-1.01E-03	-0.054	-0.014	0.14	0.411	3.37E-01
3.3	4.67E-01	-9.94E-04	0.105	0.119	0.273	0.532	3.34E-01
3.6	4.55E-01	-1.07E-03	0.197	0.228	0.383	0.621	3.34E-01
4	4.41E-01	-1.15E-03	0.294	0.347	0.51	0.725	3.34E-01
4.4	4.24E-01	-1.31E-03	0.432	0.483	0.655	0.835	3.31E-01
4.6	4.15E-01	-1.39E-03	0.471	0.543	0.718	0.884	3.30E-01
4.8	4.08E-01	-1.46E-03	0.511	0.596	0.775	0.925	3.31E-01
5	4.02E-01	-1.54E-03	0.573	0.645	0.827	0.961	3.32E-01
5.5	3.89E-01	-1.73E-03	0.712	0.761	0.943	1.046	3.33E-01
6	3.74E-01	-1.91E-03	0.809	0.872	1.055	1.133	3.34E-01
6.5	3.64E-01	-2.08E-03	0.884	0.965	1.146	1.201	3.34E-01
7	3.57E-01	-2.21E-03	0.958	1.032	1.209	1.233	3.37E-01
7.5	3.54E-01	-2.34E-03	0.98	1.073	1.251	1.253	3.37E-01
8	3.51E-01	-2.44E-03	0.984	1.104	1.285	1.276	3.39E-01
8.5	3.48E-01	-2.53E-03	1.001	1.132	1.308	1.291	3.41E-01
9	3.49E-01	-2.69E-03	1.04	1.148	1.319	1.301	3.41E-01
9.5	3.48E-01	-2.83E-03	1.064	1.167	1.336	1.313	3.40E-01
10	3.51E-01	-3.00E-03	1.06	1.166	1.334	1.301	3.42E-01
11	3.53E-01	-3.24E-03	1.039	1.192	1.351	1.305	3.46E-01
12	3.51E-01	-3.36E-03	1.073	1.222	1.369	1.318	3.48E-01
13	3.54E-01	-3.49E-03	1.104	1.219	1.356	1.305	3.48E-01
14	3.55E-01	-3.58E-03	1.105	1.218	1.346	1.29	3.51E-01
15	3.56E-01	-3.66E-03	1.099	1.219	1.342	1.284	3.54E-01
16	3.59E-01	-3.76E-03	1.069	1.203	1.317	1.265	3.53E-01
17	3.63E-01	-3.80E-03	1.078	1.178	1.284	1.238	3.51E-01
18	3.65E-01	-3.82E-03	1.083	1.161	1.258	1.214	3.50E-01
20	3.69E-01	-3.80E-03	1.005	1.12	1.204	1.165	3.46E-01
22	3.74E-01	-3.75E-03	0.961	1.065	1.143	1.111	3.42E-01
25	3.76E-01	-3.62E-03	0.921	0.993	1.071	1.06	3.36E-01
28	3.76E-01	-3.38E-03	0.848	0.927	1.009	1.018	3.31E-01

31	3.75E-01	-3.17E-03	0.774	0.873	0.959	0.98	3.26E-01
33.333	3.73E-01	-2.98E-03	0.725	0.837	0.93	0.959	3.22E-01
34	3.72E-01	-2.95E-03	0.714	0.829	0.923	0.954	3.21E-01
36	3.72E-01	-2.85E-03	0.699	0.803	0.904	0.939	3.19E-01
38	3.71E-01	-2.76E-03	0.689	0.782	0.891	0.929	3.17E-01
41	3.71E-01	-2.67E-03	0.657	0.759	0.874	0.915	3.15E-01
45	3.71E-01	-2.59E-03	0.63	0.737	0.858	0.901	3.14E-01
50	3.71E-01	-2.54E-03	0.617	0.721	0.845	0.891	3.13E-01

## 2.2 Tableaux relatifs au chapitre 2.3 (effet de site pour les lois d'atténuation : VS30 est-il le meilleur paramètre de classification ?)

Tableau 3. Coefficients à utiliser dans l'équation (2) pour la classification VS30

f	a(f)	b(f)	A(f)	B(f)	C(f)	D(f)	sigma(f)
0.125	0.8681	-8.64e-05	-3.96	-3.883	-3.77	-3.617	0.2957
0.25	0.897	-7.756e-04	-3.596	-3.438	-3.285	-3.097	0.322
0.3	0.8954	-8.538e-04	-3.436	-3.285	-3.117	-2.917	0.3359
0.4	0.8815	-8.947e-04	-3.126	-2.986	-2.794	-2.589	0.3524
0.5	0.8448	-9.193e-04	-2.789	-2.618	-2.407	-2.191	0.3654
0.6	0.8016	-8.738e-04	-2.417	-2.246	-2.03	-1.798	0.3747
0.7	0.7596	-8.445e-04	-2.096	-1.904	-1.683	-1.437	0.3794
0.8	0.7256	-8.271e-04	-1.811	-1.625	-1.395	-1.141	0.3815
0.9	0.6994	-8.274e-04	-1.578	-1.394	-1.158	-0.8992	0.384
1	0.6766	-8.457e-04	-1.362	-1.189	-0.9498	-0.6788	0.3855
1.1	0.6502	-8.836e-04	-1.142	-0.9765	-0.7336	-0.4452	0.3856
1.2	0.6227	-8.900e-04	-0.9145	-0.7682	-0.5249	-0.2281	0.3839
1.3	0.601	-9.073e-04	-0.7344	-0.5978	-0.353	-0.0551	0.3832
1.4	0.582	-9.211e-04	-0.5987	-0.4469	-0.2005	0.09704	0.3827
1.5	0.5638	-9.228e-04	-0.4675	-0.3063	-0.05804	0.2353	0.3832
1.6	0.5459	-9.370e-04	-0.3286	-0.1672	0.08182	0.3658	0.3827
1.7	0.5303	-9.642e-04	-0.2057	-0.04635	0.2066	0.4803	0.3809
1.8	0.5147	-9.991e-04	-0.08971	0.07342	0.3301	0.5907	0.3792
1.9	0.4986	-1.050e-03	0.03315	0.1968	0.4564	0.7038	0.3777
2	0.4833	-1.107e-03	0.15	0.3147	0.5758	0.8088	0.3761
2.1	0.4693	-1.170e-03	0.2603	0.4241	0.6867	0.9058	0.375
2.2	0.4561	-1.241e-03	0.3733	0.5301	0.7927	0.9979	0.3744
2.3	0.4429	-1.288e-03	0.4761	0.6323	0.8952	1.085	0.3742
2.4	0.4293	-1.337e-03	0.5819	0.7362	0.9996	1.176	0.3741
2.5	0.417	-1.389e-03	0.6767	0.8311	1.095	1.256	0.3737
2.6	0.4041	-1.432e-03	0.7666	0.9268	1.191	1.337	0.3723
2.7	0.39	-1.479e-03	0.8717	1.028	1.291	1.424	0.3701
2.8	0.3778	-1.517e-03	0.9644	1.117	1.378	1.499	0.3679
2.9	0.3664	-1.543e-03	1.041	1.201	1.459	1.569	0.3667



3	0.3548	-1.555e-03	1.116	1.284	1.538	1.637	0.366
3.3	0.3261	-1.593e-03	1.325	1.491	1.741	1.811	0.3645
3.6	0.3006	-1.634e-03	1.487	1.672	1.913	1.967	0.3662
4	0.2751	-1.781e-03	1.672	1.875	2.097	2.131	0.3693
4.4	0.253	-1.943e-03	1.835	2.052	2.255	2.271	0.3721
4.6	0.2433	-2.011e-03	1.9	2.127	2.324	2.33	0.3734
4.8	0.2346	-2.077e-03	1.965	2.196	2.386	2.384	0.3745
5	0.2264	-2.125e-03	2.026	2.259	2.442	2.432	0.3752
5.5	0.2103	-2.240e-03	2.159	2.385	2.552	2.526	0.3782
6	0.2003	-2.354e-03	2.231	2.474	2.621	2.588	0.3823
6.5	0.194	-2.454e-03	2.292	2.538	2.666	2.629	0.3827
7	0.1893	-2.506e-03	2.327	2.581	2.693	2.648	0.3832
7.5	0.1858	-2.557e-03	2.356	2.618	2.712	2.659	0.3839
8	0.1824	-2.604e-03	2.375	2.65	2.727	2.677	0.3841
8.5	0.1802	-2.647e-03	2.388	2.671	2.736	2.688	0.3857
9	0.1803	-2.689e-03	2.389	2.677	2.73	2.686	0.3865
9.5	0.179	-2.729e-03	2.402	2.686	2.73	2.689	0.3862
10	0.1772	-2.768e-03	2.41	2.694	2.734	2.692	0.3862
11	0.1766	-2.783e-03	2.406	2.683	2.718	2.675	0.3869
12	0.179	-2.783e-03	2.378	2.648	2.681	2.639	0.3859
13	0.1836	-2.785e-03	2.35	2.601	2.634	2.593	0.3846
14	0.1904	-2.766e-03	2.288	2.537	2.573	2.535	0.3827
15	0.1977	-2.734e-03	2.219	2.467	2.507	2.476	0.3798
16	0.2044	-2.707e-03	2.149	2.402	2.446	2.421	0.3771
17	0.2114	-2.675e-03	2.089	2.337	2.386	2.365	0.3747
18	0.2166	-2.625e-03	2.029	2.28	2.335	2.318	0.3714
20	0.2274	-2.553e-03	1.922	2.173	2.238	2.231	0.3641
22	0.234	-2.469e-03	1.846	2.095	2.17	2.169	0.3586
25	0.2441	-2.353e-03	1.748	1.985	2.072	2.081	0.3518
28	0.2491	-2.262e-03	1.688	1.917	2.015	2.031	0.3472
31	0.2539	-2.208e-03	1.633	1.864	1.97	1.99	0.3449
33.33	0.2566	-2.173e-03	1.602	1.833	1.944	1.966	0.3439
34	0.2573	-2.165e-03	1.594	1.826	1.937	1.96	0.3436
36	0.2588	-2.147e-03	1.578	1.809	1.923	1.947	0.343
38	0.2599	-2.133e-03	1.567	1.796	1.912	1.937	0.3427
41	0.261	-2.120e-03	1.553	1.783	1.901	1.927	0.3424
45	0.2624	-2.108e-03	1.541	1.769	1.889	1.916	0.3421
50	0.2631	-2.097e-03	1.531	1.76	1.881	1.909	0.3418

Tableau 4. Coefficients à utiliser dans l'équation (2) pour la classification F0

f	a(f)	b(f)	c1(f)	c2(f)	c3(f)	sigma(f)
0.125	0.8664	2.109e-06	-3.88	-3.8	-3.666	0.2989
0.25	0.8942	-6.613e-04	-3.442	-3.319	-3.15	0.3252
0.3	0.8922	-7.290e-04	-3.292	-3.154	-2.967	0.3383

0.4	0.8777	-7.639e-04	-2.994	-2.838	-2.626	0.3528
0.5	0.8403	-7.741e-04	-2.622	-2.459	-2.214	0.3638
0.6	0.7966	-7.204e-04	-2.25	-2.086	-1.812	0.3707
0.7	0.754	-6.791e-04	-1.903	-1.744	-1.447	0.3744
0.8	0.7199	-6.555e-04	-1.62	-1.461	-1.151	0.3763
0.9	0.6939	-6.497e-04	-1.389	-1.229	-0.9074	0.3777
1	0.6709	-6.652e-04	-1.184	-1.021	-0.6918	0.3794
1.1	0.6447	-6.983e-04	-0.9726	-0.8036	-0.4731	0.3812
1.2	0.6177	-7.044e-04	-0.77	-0.5914	-0.2742	0.3818
1.3	0.5965	-7.262e-04	-0.6036	-0.4145	-0.1168	0.3833
1.4	0.5785	-7.424e-04	-0.4618	-0.2598	0.01423	0.3852
1.5	0.5606	-7.512e-04	-0.3279	-0.1098	0.1404	0.3871
1.6	0.5438	-7.722e-04	-0.1997	0.03444	0.2536	0.388
1.7	0.5292	-8.088e-04	-0.08622	0.1631	0.3518	0.3878
1.8	0.5142	-8.515e-04	0.0258	0.2922	0.4519	0.3865
1.9	0.4985	-9.135e-04	0.1441	0.4243	0.5581	0.3851
2	0.4838	-9.828e-04	0.258	0.547	0.6584	0.3833
2.2	0.4573	-1.131e-03	0.4657	0.77	0.8448	0.3802
2.4	0.4306	-1.237e-03	0.6681	0.9836	1.027	0.3782
2.5	0.4194	-1.300e-03	0.7556	1.078	1.104	0.3768
2.6	0.4061	-1.351e-03	0.8537	1.179	1.192	0.3747
2.8	0.3801	-1.448e-03	1.045	1.369	1.361	0.3694
3	0.357	-1.494e-03	1.209	1.534	1.504	0.3659
3.3	0.3286	-1.541e-03	1.414	1.742	1.685	0.3627
3.6	0.3033	-1.593e-03	1.594	1.918	1.842	0.3632
4	0.2779	-1.752e-03	1.797	2.108	2.009	0.3649
4.4	0.2562	-1.923e-03	1.98	2.267	2.153	0.3679
4.6	0.2463	-1.997e-03	2.064	2.335	2.22	0.37
4.8	0.2371	-2.056e-03	2.141	2.397	2.281	0.3715
5	0.2285	-2.108e-03	2.213	2.453	2.339	0.373
5.5	0.2123	-2.218e-03	2.361	2.556	2.439	0.3774
6	0.2028	-2.332e-03	2.469	2.616	2.503	0.3827
6.5	0.1963	-2.425e-03	2.554	2.655	2.545	0.3834
7	0.1915	-2.477e-03	2.615	2.678	2.572	0.3839
7.5	0.1879	-2.531e-03	2.665	2.693	2.59	0.3842
8	0.1847	-2.577e-03	2.703	2.706	2.606	0.3837
8.5	0.1824	-2.618e-03	2.729	2.715	2.617	0.3847
9	0.1824	-2.656e-03	2.74	2.709	2.615	0.385
9.5	0.1805	-2.699e-03	2.754	2.711	2.622	0.3843
10	0.1788	-2.735e-03	2.761	2.713	2.628	0.3842
11	0.1779	-2.751e-03	2.749	2.699	2.618	0.3849
12	0.1798	-2.746e-03	2.711	2.665	2.585	0.3839
13	0.185	-2.755e-03	2.656	2.619	2.537	0.3828
14	0.1917	-2.736e-03	2.586	2.56	2.478	0.3812
15	0.1985	-2.703e-03	2.51	2.499	2.418	0.3786



16	0.2057	-2.676e-03	2.439	2.437	2.356	0.3761
17	0.2121	-2.643e-03	2.374	2.381	2.301	0.3739
18	0.2176	-2.592e-03	2.313	2.328	2.25	0.3708
20	0.2282	-2.516e-03	2.205	2.233	2.157	0.364
22	0.2352	-2.427e-03	2.121	2.161	2.088	0.3588
25	0.245	-2.307e-03	2.01	2.065	1.996	0.3526
28	0.2507	-2.208e-03	1.938	2.002	1.937	0.3484
31	0.2553	-2.160e-03	1.885	1.958	1.896	0.3468
33.33	0.2583	-2.122e-03	1.852	1.93	1.869	0.3459
34	0.2589	-2.114e-03	1.845	1.924	1.863	0.3457
36	0.2605	-2.095e-03	1.828	1.908	1.848	0.3452
38	0.2616	-2.079e-03	1.815	1.897	1.838	0.345
41	0.2627	-2.069e-03	1.802	1.887	1.828	0.3449
45	0.2642	-2.053e-03	1.786	1.873	1.815	0.3446
50	0.2652	-2.044e-03	1.776	1.864	1.806	0.3444

Tableau 5. Coefficients à utiliser dans l'équation (2) pour la classification VS30-F0

f	a	b	AB1	AB2	C1	C2	D1	D2	sigma
0.125	0.8689	-7.040e-06	-3.933	-3.887	-3.83	-3.749	-3.691	-3.625	0.2942
0.25	0.8971	-6.774e-04	-3.51	-3.424	-3.366	-3.245	-3.19	-3.081	0.3177
0.3	0.8949	-7.493e-04	-3.364	-3.263	-3.204	-3.068	-3.017	-2.893	0.3304
0.4	0.8812	-7.831e-04	-3.07	-2.956	-2.893	-2.739	-2.701	-2.556	0.3453
0.5	0.844	-7.974e-04	-2.704	-2.585	-2.512	-2.343	-2.324	-2.125	0.3563
0.6	0.8003	-7.450e-04	-2.335	-2.208	-2.141	-1.958	-1.945	-1.704	0.3636
0.7	0.7582	-7.072e-04	-1.991	-1.866	-1.8	-1.608	-1.6	-1.316	0.3665
0.8	0.7238	-6.877e-04	-1.712	-1.587	-1.519	-1.311	-1.309	-1.008	0.3667
0.9	0.6969	-6.868e-04	-1.482	-1.353	-1.287	-1.063	-1.068	-0.767	0.368
1	0.6745	-7.008e-04	-1.282	-1.145	-1.083	-0.8557	-0.8411	-0.5515	0.3691
1.1	0.6482	-7.324e-04	-1.072	-0.9313	-0.8723	-0.6372	-0.6005	-0.3244	0.3684
1.2	0.6205	-7.382e-04	-0.8638	-0.7214	-0.6654	-0.4252	-0.3629	-0.1329	0.3675
1.3	0.5987	-7.567e-04	-0.6928	-0.5513	-0.4947	-0.2508	-0.1698	0.01218	0.3669
1.4	0.5804	-7.709e-04	-0.5456	-0.403	-0.3485	-0.1011	0.0020	0.1302	0.3671
1.5	0.5617	-7.747e-04	-0.4052	-0.2581	-0.2043	0.04657	0.1645	0.2421	0.3675
1.6	0.5435	-7.944e-04	-0.2668	-0.1165	-0.0643	0.1908	0.3104	0.3527	0.3673
1.7	0.5278	-8.259e-04	-0.1473	0.007614	0.05936	0.3185	0.4316	0.4528	0.3647
1.8	0.5115	-8.651e-04	-0.0285	0.1342	0.1867	0.4464	0.5476	0.557	0.3626
1.9	0.4956	-9.213e-04	0.0954	0.2589	0.313	0.5719	0.6662	0.6637	0.3609
2	0.4806	-9.836e-04	0.2135	0.3783	0.4348	0.6885	0.7755	0.7628	0.3599
2.2	0.4538	-1.125e-03	0.4313	0.5972	0.6574	0.8983	0.9718	0.9414	0.3592
2.4	0.4269	-1.226e-03	0.6417	0.8072	0.8755	1.098	1.155	1.11	0.3605
2.5	0.4152	-1.280e-03	0.7365	0.9034	0.9752	1.185	1.236	1.189	0.3608
2.6	0.402	-1.324e-03	0.8394	1.006	1.081	1.275	1.322	1.275	0.3591
2.8	0.3765	-1.411e-03	1.03	1.196	1.282	1.444	1.485	1.439	0.3589
3	0.354	-1.447e-03	1.198	1.363	1.457	1.584	1.624	1.581	0.36

3.3	0.3269	-1.481e-03	1.411	1.575	1.682	1.752	1.798	1.756	0.3626
3.6	0.3027	-1.516e-03	1.596	1.757	1.874	1.893	1.959	1.917	0.3665
4	0.2786	-1.663e-03	1.806	1.951	2.076	2.046	2.122	2.088	0.3694
4.4	0.2571	-1.830e-03	2.001	2.112	2.249	2.187	2.267	2.232	0.3712
4.6	0.2475	-1.901e-03	2.086	2.182	2.324	2.251	2.327	2.293	0.3723
4.8	0.2384	-1.969e-03	2.164	2.244	2.392	2.311	2.383	2.348	0.3726
5	0.2304	-2.021e-03	2.234	2.301	2.451	2.365	2.433	2.399	0.3758
5.5	0.2144	-2.146e-03	2.378	2.41	2.57	2.469	2.526	2.502	0.3799
6	0.2042	-2.268e-03	2.478	2.487	2.647	2.535	2.586	2.573	0.3795
6.5	0.1981	-2.376e-03	2.558	2.536	2.694	2.578	2.628	2.619	0.3801
7	0.1926	-2.437e-03	2.612	2.568	2.728	2.61	2.652	2.64	0.381
7.5	0.1886	-2.496e-03	2.663	2.594	2.752	2.632	2.668	2.653	0.3808
8	0.1857	-2.547e-03	2.699	2.612	2.766	2.645	2.689	2.671	0.3819
8.5	0.183	-2.593e-03	2.73	2.626	2.778	2.656	2.702	2.685	0.3828
9	0.183	-2.638e-03	2.744	2.622	2.774	2.652	2.701	2.686	0.3822
9.5	0.1812	-2.681e-03	2.759	2.628	2.774	2.656	2.705	2.694	0.3829
10	0.1793	-2.723e-03	2.767	2.632	2.778	2.662	2.704	2.699	0.3836
11	0.1785	-2.743e-03	2.756	2.623	2.761	2.651	2.687	2.688	0.3825
12	0.1807	-2.743e-03	2.719	2.592	2.724	2.615	2.65	2.649	0.3818
13	0.1859	-2.744e-03	2.667	2.546	2.675	2.566	2.602	2.6	0.3799
14	0.1926	-2.724e-03	2.598	2.48	2.611	2.506	2.546	2.541	0.3769
15	0.1997	-2.691e-03	2.529	2.416	2.542	2.445	2.484	2.477	0.375
16	0.2064	-2.660e-03	2.46	2.352	2.479	2.387	2.433	2.422	0.3723
17	0.2132	-2.626e-03	2.391	2.29	2.416	2.328	2.376	2.363	0.3693
18	0.2186	-2.573e-03	2.33	2.238	2.361	2.277	2.328	2.315	0.3622
20	0.2292	-2.494e-03	2.215	2.137	2.263	2.182	2.239	2.226	0.3573
22	0.236	-2.406e-03	2.131	2.062	2.19	2.114	2.175	2.163	0.3505
25	0.2459	-2.283e-03	2.017	1.96	2.089	2.02	2.086	2.073	0.3461
28	0.2514	-2.188e-03	1.944	1.892	2.025	1.963	2.033	2.021	0.344
31	0.2561	-2.130e-03	1.89	1.843	1.978	1.92	1.992	1.98	0.3422
33.33	0.259	-2.093e-03	1.856	1.81	1.948	1.893	1.966	1.953	0.3426
34	0.2599	-2.085e-03	1.849	1.804	1.941	1.886	1.96	1.948	0.3419
36	0.2612	-2.066e-03	1.829	1.786	1.926	1.873	1.945	1.933	0.3414
38	0.2623	-2.051e-03	1.816	1.773	1.914	1.862	1.935	1.923	0.3415
41	0.2633	-2.037e-03	1.805	1.763	1.903	1.852	1.926	1.914	0.3407
45	0.2644	-2.024e-03	1.79	1.75	1.892	1.842	1.913	1.902	0.3408
50	0.2655	-2.013e-03	1.78	1.74	1.882	1.832	1.905	1.894	0.2942

### 2.3 Coefficients relatifs au chapitre 2.4 (Durée, intensité et autres paramètres de description du mouvement sismique)

Pour chaque paramètre trois inversions ont été effectuées :



- o sans classification de site :

$$\log(Y) = a \cdot M - b \cdot \log(R) + c \quad (1)$$

- o avec classification de site dépendant de  $V_s^{30}$ :

$$\log(Y) = a \cdot M - b \cdot \log(R) + c_1 \cdot \delta_1 + c_2 \cdot \delta_2 + c_3 \cdot \delta_3 \quad (2)$$

- o avec classification de site dépendant de  $F_0$ :

$$\log(Y) = a \cdot M - b \cdot \log(R) + c_1 \cdot \delta_1 + c_2 \cdot \delta_2 + c_3 \cdot \delta_3 \quad (3)$$

PGV, pic de vitesse

	sans effet de site éq. (1)	avec effet de site Vs éq. (2)	avec effet de site F0 éq. (3)
coef a	0,211	0,201	0,169
coef b	-1,030	-1,032	-0,980
coef c1	-0,788	-0,716	-0,511
coef c2		-0,696	-0,647
coef c3		-0,834	-0,768
sigma	0,310	0,306	0,287

Tp, période prédominante calculée à partir du spectre de Fourier de l'accélération

	sans effet de site	avec effet de site Vs	avec effet de site F0
coef a	0,243	0,223	0,172
coef b	-0,232	-0,240	-0,131
coef c1	-1,511	-1,188	-1,062
coef c2		-1,367	-1,316
coef c3		-1,540	-1,474
sigma	0,311	0,295	0,263

$$r = 2\pi \cdot \frac{v_{\max}}{a_{\max}}$$

	sans effet de site	avec effet de site Vs	avec effet de site F0
coef a	0,193	0,180	0,150
coef b	-0,219	-0,224	-0,168
coef c1	-1,280	-1,096	-0,993
coef c2		-1,180	-1,146

coef c3		-1,309	-1,245
sigma	0,207	0,198	0,179

$$I_a = \frac{2\pi}{2g} \int_0^\infty [a(t)]^2 dt$$

	sans effet de site	avec effet de site Vs	avec effet de site F0
coef a	0,326	0,318	0,311
coef b	-1,510	-1,509	-1,487
coef c1	-0,331	-0,375	-0,245
coef c2		-0,238	-0,239
coef c3		-0,406	-0,399
sigma	0,474	0,468	0,465

$$ASI = \int_{0,1}^{0,5} S_a(\xi = 0,05, T) dT$$

	sans effet de site	avec effet de site Vs	avec effet de site F0
coef a	0,048	0,039	0,028
coef b	-0,908	-0,909	-0,874
coef c1	0,963	0,987	1,076
coef c2		1,044	1,070
coef c3		0,911	0,881
sigma	0,295	0,290	0,277

$$EPA = \frac{1}{2,5} \int_{0,1}^{0,5} PSA(\xi = 0,05, T) dT$$

	sans effet de site	avec effet de site Vs	avec effet de site F0
coef a	0,017	0,012	0,006
coef b	-0,863	-0,862	-0,841
coef c1	1,108	1,091	1,170
coef c2		1,171	1,184
coef c3		1,059	1,037
sigma	0,280	0,276	0,270

$$SI(\xi) = \int_{0,1}^{2,5} PSV(\xi, T) dT$$

	sans effet de site	avec effet de site Vs	avec effet de site F0
coef a	0,360	0,345	0,292
coef b	-1,268	-1,273	-1,196
coef c1	-0,999	-0,846	-0,534
coef c2		-0,871	-0,774



coef c3		-1,051	-0,930
sigma	0,365	0,358	0,318

$$EPV = \frac{PSV(\xi = 0.05, T = 1)}{2.5}$$

	sans effet de site	avec effet de site Vs	avec effet de site F0
coef a	0,311	0,293	0,232
coef b	-1,192	-1,199	-1,102
coef c1	-1,494	-1,276	-0,958
coef c2		-1,350	-1,224
coef c3		-1,543	-1,444
sigma	0,409	0,401	0,349

### 3 Annexe 3 :

## QUANTIFICATION DE LA NON-LINEARITE PAR SIMULATION NUMERIQUE

Article paru dans "Soil Dynamics and Earthquake Engineering", vol. 20 (2000) 509-516, sous le titre :

**quantification of soil nonlinearity based on simulation**

P. Lussou, P-Y Bard, H. Modaressi, J-C Gariel

### Abstract

Recent earthquake studies have demonstrated that nonlinear behavior of soft soil can be significant compared to other effects affecting seismic motion. So the question is to know when sediment nonlinearity is a first-order effect and when it is not. In this study, we propose a method for quantifying nonlinear effects based on simulations. An elasto-plastic model is used to simulated the behavior of four materials (sands and clays), for each computation the nonlinearity is quantified by the use of a "non linear parameter" and compared to four nonlinearity indicators. These computations suggest that the efficiency of an indicator depends on the nature of the soil underlying the recorder and that the most efficient indicator should be based on the high frequencies content rather than on the resonant frequency changes.

### 3.1 Introduction

For the last 10 years, understanding and predicting the effects of surface geology on seismic motion has become a growing concern for both earthquake engineering and seismology communities. Among those effects, non linear behavior of soil has been recognized to be significant for strong motions [1-2] (Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995) and the aim of the studies about nonlinearity is to define when nonlinearity is a first order effect and when it is not. Two main methods currently exist to study non linear response of soil : the first is based on compilation of data from a dense array of stations which are located on both rock sites and recent deposit sites [3-5], the second method is based on borehole instruments data [6-7]. In the first case, evidence of non linear behavior is deduced from two comparisons: one between strong and weak motions and one between stiff and soft soil, in the second case the comparison to a reference site (rock site) is not needed any more. Due to the geographical extent of the array, the first method requires averaging of site response that does not permit analysis of mechanical behavior of soil. The second method, associated



with laboratory tests of samples provides a very good set of data in order to study mechanical behavior of soil and to validate linear and non linear models. However those studies are specific to one site and generalization remains difficult.

Consequently, to compensate for a lack of data, many authors have worked on direct observation of nonlinearity on accelerograms. Those studies suggest several methods that should identify nonlinearity in surface records without considering a reference site. One of this methods, based on the H/V method [8-9] allows to identify nonlinearity because only the horizontal components are affected by nonlinearity [10]. So the spectral ratio of the horizontal component over the vertical one should provide evidence of non linearity. A second method was presented by Durward et al. [11] using the parameter kappa (high frequency spectral decay first introduced by Anderson and Hough [12]). Considering that parameter kappa is first of all a function of the attenuation in the superficial sediments, they used it to reveal nonlinearity in accelerograms since damping should drastically increase in case of strong nonlinearity.

Archuleta [13] has presented a new observation of nonlinearity being directly manifested in some accelerograms as a characteristic waveform. This observation also shows that nonlinear soil response not only adds high frequency energy but also adds to the duration of strong shaking. Other authors have already mentioned new means based on signal processing (Hilbert transform [10] and Wavelet analysis [14]) to point out nonlinearity in accelerograms.

We are presenting here below a new way to investigate non linear phenomena based on simulations. The major advantage of this method is that nonlinearity can be isolated from other effects complicating strong motion. The indicators presented above can be compared to quantified nonlinearity, so it is possible to determine which parameter is really indicative of nonlinearity and which is not. Those comparisons should lead to a more objective quantification of soil nonlinearity.

## 3.2 Description of the method

### 3.2.1 The numerical non linear model

In this section, we briefly describe the hypotheses and bases of the proposed numerical model as well as its main features. Complete description may be found in Mellal [15]. This numerical model is implemented in CyberQuake software [16].

### 3.2.1.1 Constitutive model

The constitutive modelling is based on elastoplastic theory. The model is a derivation of 3D Hujieux model [17] for analysis of one-dimensional geometry problems. A vertical formulation of the constitutive law permits to take into account plastic coupling effects of shearing on the plastic volumetric strain. The model is based on the notion of effective stresses that permits to count for the pore-pressure evolution. Fundamental aspects of soil behaviour such as evolving plasticity; dilatancy and contractance; softening and hardening; and cyclic hysteretic behaviour are included. The deviatoric yield surface is defined by a unique relation for both monotonous and cyclic loading as follows:

$$f(\sigma', \underline{\tau}, \varepsilon^p, r) = \left\| \underline{\tau} - \frac{\sigma' F}{\sigma'_0 F_0} \underline{\tau}_0 \right\| + \sigma' F |r - r_0| \quad (1)$$

where  $\underline{\tau}$  is the shear stress vector and  $\sigma'$  the effective normal stress. The index 0 corresponds to the latest loading reversal during the cyclic loading. The isotropic hardening is taken into account by means of  $F$  and  $r$ . The function  $F$  permits to control the isotropic hardening associated with the plastic volumetric strain, whereas  $r$  counts for the isotropic hardening generated by plastic shear strain and represents the mobilisation degree of friction mechanism in soil. Plastic volumetric strains associated with plastic shear strains are evaluated using Roscoe-type dilatancy rule :

$$\dot{\varepsilon}^p = \Psi_v \left\| \dot{\underline{\gamma}}^p \right\| \quad (2)$$

$$\Psi_v = -\zeta(r) (\tan \psi - F |r - r_0|) \quad (3)$$

Where  $\dot{\varepsilon}^p$  and  $\dot{\underline{\gamma}}^p$  are respectively the plastic volumetric and shear strain vector increments.  $\psi$  is the characteristic angle, it defines the limits between dilatancy and contractance of the material.  $\zeta$  has been introduced to control pore-pressure evolution. It is nil for very low strains, equal to unity for large strains and varies from 0 to 1 for intermediate range of strains.

### 3.2.1.2 Dynamic model

The dynamic model assumes a one-dimensional geometry and three-dimensional kinematics, i.e. laterally infinite soil layers with 3D motion components. The 1D geometry is a commonly-used assumption in simplified models and it supposes that the soil layers have no lateral heterogeneity. Beneath the water table, the soil layers are considered in totally



undrained condition which means an incompressible behaviour of soil. On the other hand, soil layers above the water table are considered in totally drained condition and pore-pressure is therefore assumed to vanish. The totally undrained condition is suitable for short term loadings such as earthquakes where pore water does not flow through the media and avoids solving the pore-pressure diffusion equation. According to the impedance contrast between the soil and the underlying bedrock, this latter may be considered as rigid or deformable.

### 3.2.1.3 Materials and geometry

We have considered four different materials: two sands and two clays. Tables 1 and 2 give the parameters to be used in the model for each of them. As explained above, the model we use in this study is not based on G-g and D-g curves but it allows to numerically simulate them. Figure 3-1 and Figure 3-2 show the curves giving the variation of the normalised shear modulus  $G/G_{max}$  and damping ratio  $D$  with distortion obtained by the numerical model. In order to allow comparisons we have also plotted reference curves: limit curves for sand by Seed et al. [18] and curves for normally consolidated clays with plasticity index equal to 0, 30 and 200 from Vucetic and Dobry [19]. All the simulations were performed under dry conditions.

material	$\phi(^{\circ})$	$\beta$	$\sigma_i/\sigma_v$	$E_p[\text{MPa}]$	C [kPa]	$\gamma_{el}$	$\gamma_{hys}$	$\gamma_{mbi}$	b	$\psi(^{\circ})$
sand 1	30	40	1	150	0	1e-010	1e-006	0.1	0.2	30
sand 2	30	40	25	300	0	1e-010	1e-006	0.1	0.2	30
clay 1	25	35	0.5	1000	0	1e-010	1e-007	0.001	1	25
clay 2	25	35	1	1000	0	1e-010	1e-007	0.001	1	25

Tableau 3-1: Values of parameters to be used in the elasto-plastic model

material	$V_s$	$\rho$
sand 1	248	1980
sand 2	290	2150
clay 1	165	1740
clay 2	202	1878
bedrock	600	2600

Tableau 3-2: Values of density and shear waves velocity for the four materials the bedrock

The soil geometry (described on Figure 3-3) consists in an homogeneous laterally infinite layer (20 meters thick) overlying a deformable bedrock (elastic parameters can be found in Table 2). The input motion is defined at the outcropping bedrock. Since non linear behavior is

mainly due to shear strain, we assumed that our system is only subjected to vertically incident shear body waves.

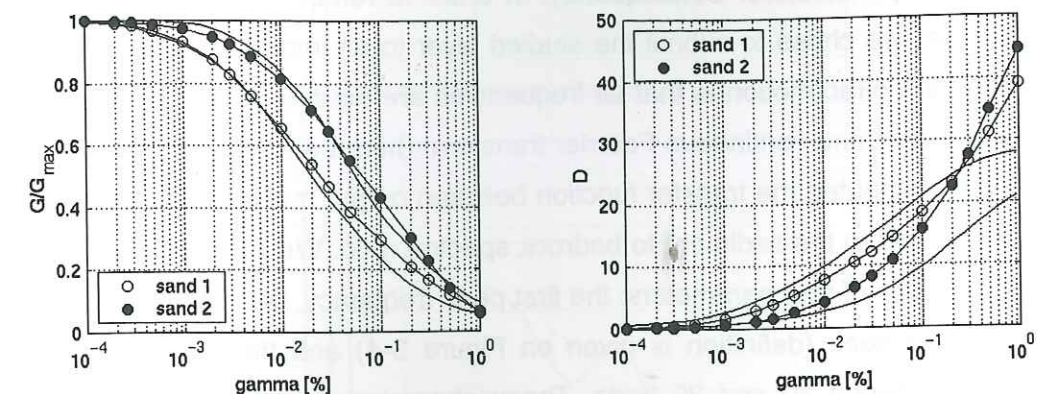


Figure 3-1: G/Gmax-g D-g curves for sand 1 and sand 2. The solid lines correspond to limit curves for sand by Seed et al. [18]

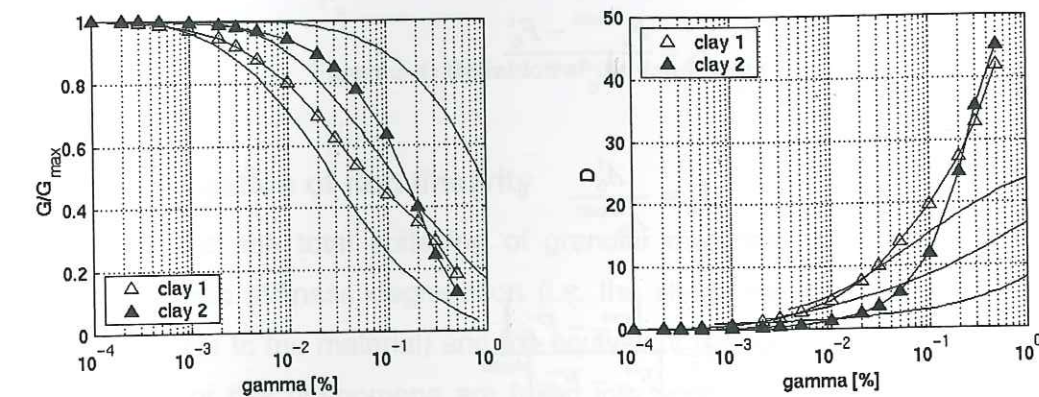


Figure 3-2: G/Gmax-g D-g curves for clay 1 and clay 2. The solid lines correspond to normally consolidated clays with plasticity index equal to 0, 30 and 200 from Vucetic and Dobry [19]

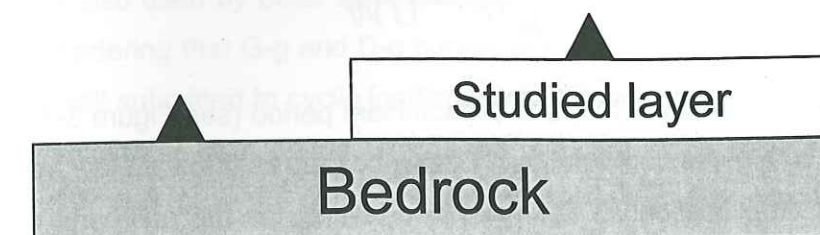


Figure 3-3: Geometry of the system

### 3.2.2 Seismic motion and Non linearity indicators

Among the tools that can be used to observe non linear behavior of soil, one classical method consists in computing the sediment to bedrock spectral ratio. When comparing this ratio for weak motion and strong motion, nonlinearity appears as a shift towards low



frequencies and a decrease of amplification [1-5]. Nevertheless those indicators can reveal other effects as source proximity and complexity [20] or crustal velocity variations [21]. Our goal is to quantify the influence of the energy dissipation due to non linear behavior of soil on some nonlinearity indicators. Consequently, in order to remove source and path effects in incident motion, we chose to submit the studied layer to an impulse motion (dirac). Another advantage of the dirac motion is that all frequencies are equally present in the signal which leads to a constant and continuous Fourier transform (here between 0 and 20 Hz). For each simulation we computed the transfer function between output motion and input motion which can be assimilated to the sediment to bedrock spectral ratio. We then described the transfer function by the use of four parameters: the first peak frequency, the associated amplification, the width of the peak (definition is given on Figure 3-4) and the integral of the transfer function (TF) between 10 and 20 hertz. Those characteristics are compared to the ones corresponding to an elastic linear behavior and then, four nonlinearity indicators are defined as follow:

$$I_1 = \frac{F_0^{elastic} - F_0^i}{F_0^{elastic}} \quad (4)$$

$$I_2 = \frac{A_0^i}{A_0^{elastic}} \quad (5)$$

$$I_3 = \frac{[F_{\sqrt{2}}^+ - F_{\sqrt{2}}^-]}{[F_{\sqrt{2}}^+ - F_{\sqrt{2}}^-]^{elastic}} \quad (6)$$

$$I_4 = \frac{\int_0^{20} TF^i(f)df}{\int_0^{20} TF^{elastic}(f)df} \quad (7)$$

In all formulas, the subscript 0 refers to predominant period (see Figure 3-4) and superscript indications refer to a given computation. I1 describes the shift toward low frequencies and I2 the decrease of amplification. I3 is known in dynamics as the half-band width and it is a measure of the modal damping. I4 is a description of high frequencies content of the output motion.

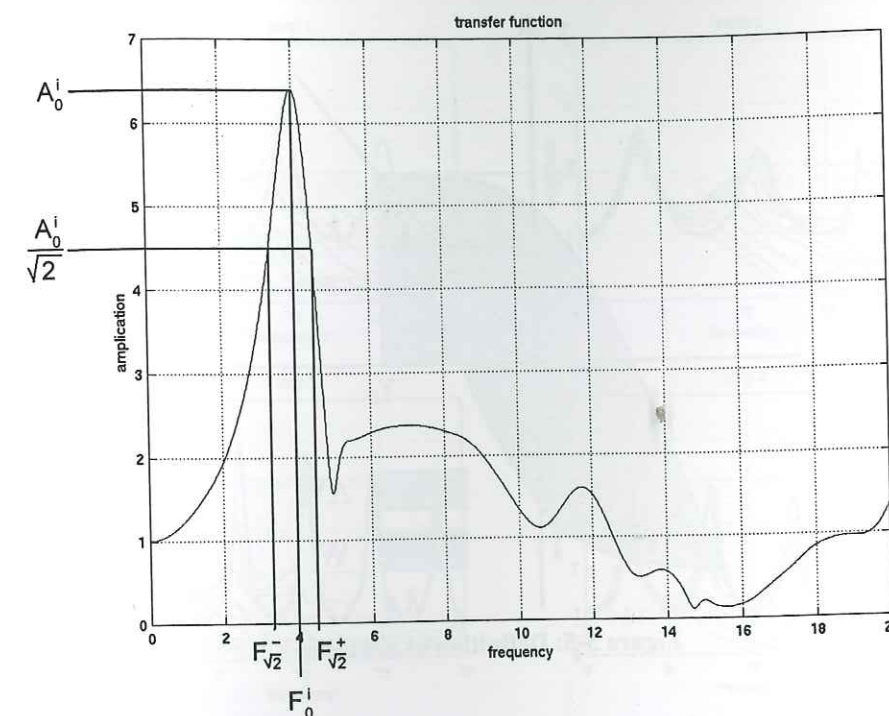


Figure 3-4: Definition of the dand-width

### 3.2.3 Quantification of non linearity

It is well known that the total softening of granular materials under cyclic loading is a combination of elastic stiffness degradation (i.e. the shear modulus  $G$  is reduced due to accumulated damage to the material) and the equivalent stiffness loss during severe plastic deformation. Both of this phenomena are taken into account in the model we use in this study. In order to quantify correctly the non linear behaviour of soils, we had to define a parameter which also count for this two phenomena. We also imposed to ourselves that our parameter can be also used by other scientists who use a different model in order to allow comparisons. Considering that G-g and D-g curves are a very widespread mean to describe the behavior of a soil submitted to cyclic loading we have chosen to quantify the nonlinearity by the use of damping as it is defined on Figure 3-5. For each cycle of the motion we calculated both DW and W in the middle of the studied layer (10 meters depth), then we defined our nonlinearity parameter as:

$$D_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\sum \Delta W^i}{\sum W^i} \quad (8)$$

This parameter is directly related to the non linear behavior of soils and it is not disturbed by any other phenomena, it defines a nonlinearity scale.



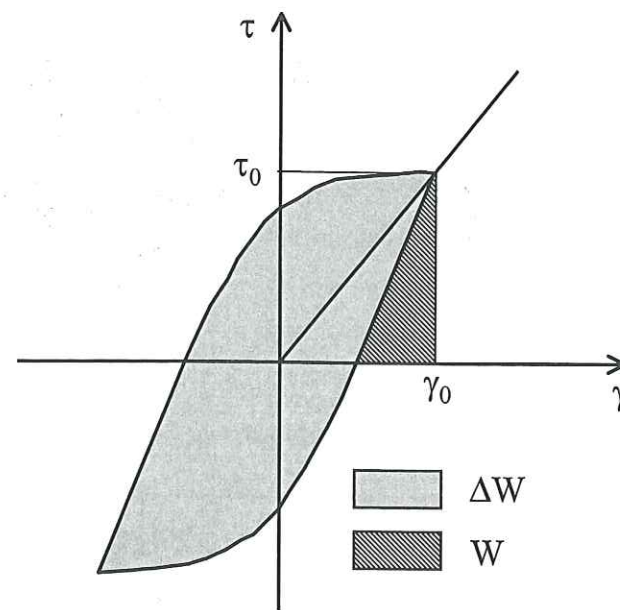


Figure 3-5: Definition of damping

### 3.3 Results

We have numerically submitted our four materials to nine different levels of input motion (0.41 - 0.81 - 1.22 - 2.03 - 2.85 - 4.01 - 6.1 - 8.13 - 10.16 m/s<sup>2</sup>). Figure 3-6 show 10 transfer functions for each material. The one in bold corresponds to elastic behavior and others correspond to the different input motions. These four figures underline two possible separations between the four materials. The most evident one separates very soft materials (sand 1 and clay 1) and more consolidated ones (sand 2 and clay 2). This feature is also supported by Figure 3-7: the two curves representing the damping for very soft materials can

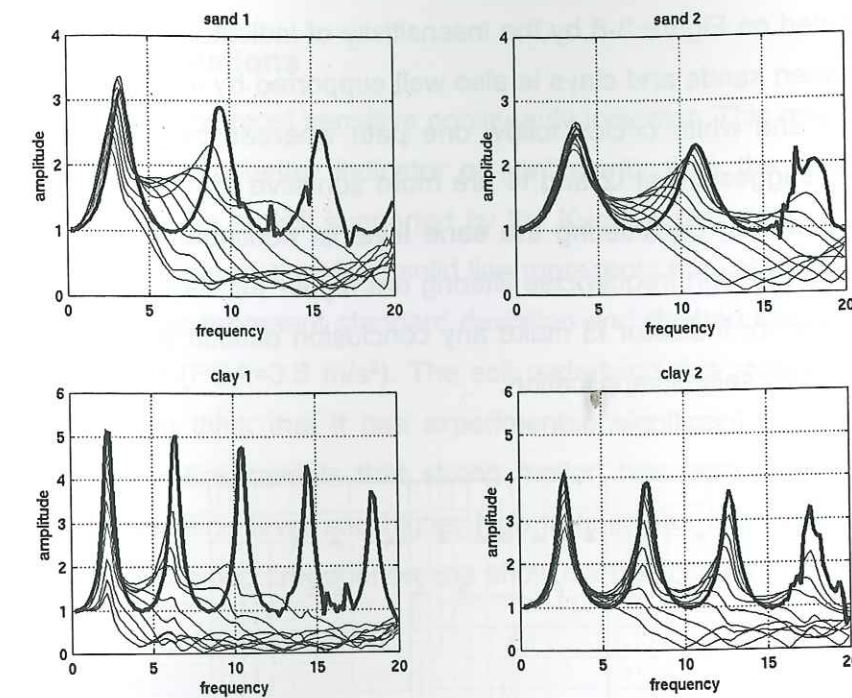


Figure 3-6: transfer functions for the four materials

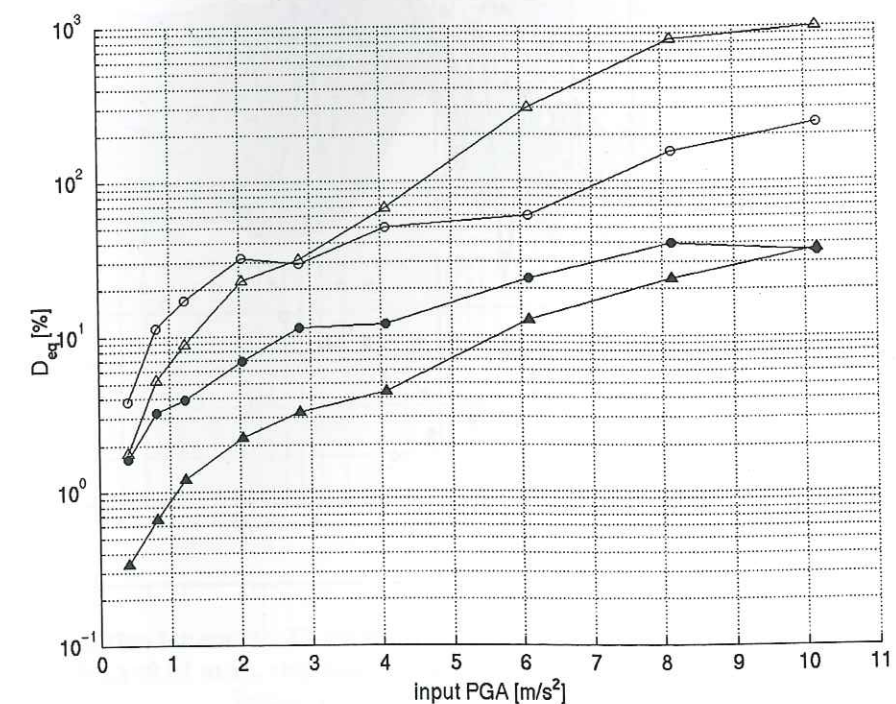


Figure 3-7: Values of Deq for each material versus input PGA

clearly be separated from the two other curves. This result is quite trivial and does not need any comment. The second distinction separates sands and clays. This distinction appears first on transfer functions: the resonant frequency for clays does not depend on the level of



the input motion whereas the resonant frequency for sands depends on it. This property is also demonstrated on Figure 3-8 by the insensitivity of indicator I1 to nonlinearity (Deq). The difference between sands and clays is also well supported by indicators I2 and I4 on Figure 3-8: both black and white circles follow one path whereas triangles follow another path. These property suggests that I2 and I4 are more sensitive to nonlinearity for clays than for sands. In other words, considering the same level of nonlinearity, the decrease of modal amplification and the high frequencies filtering are higher for clays than for sands. The high level of dispersion for indicator I3 make any conclusion difficult and suggests that I3 is not well appropriated for seismic application.

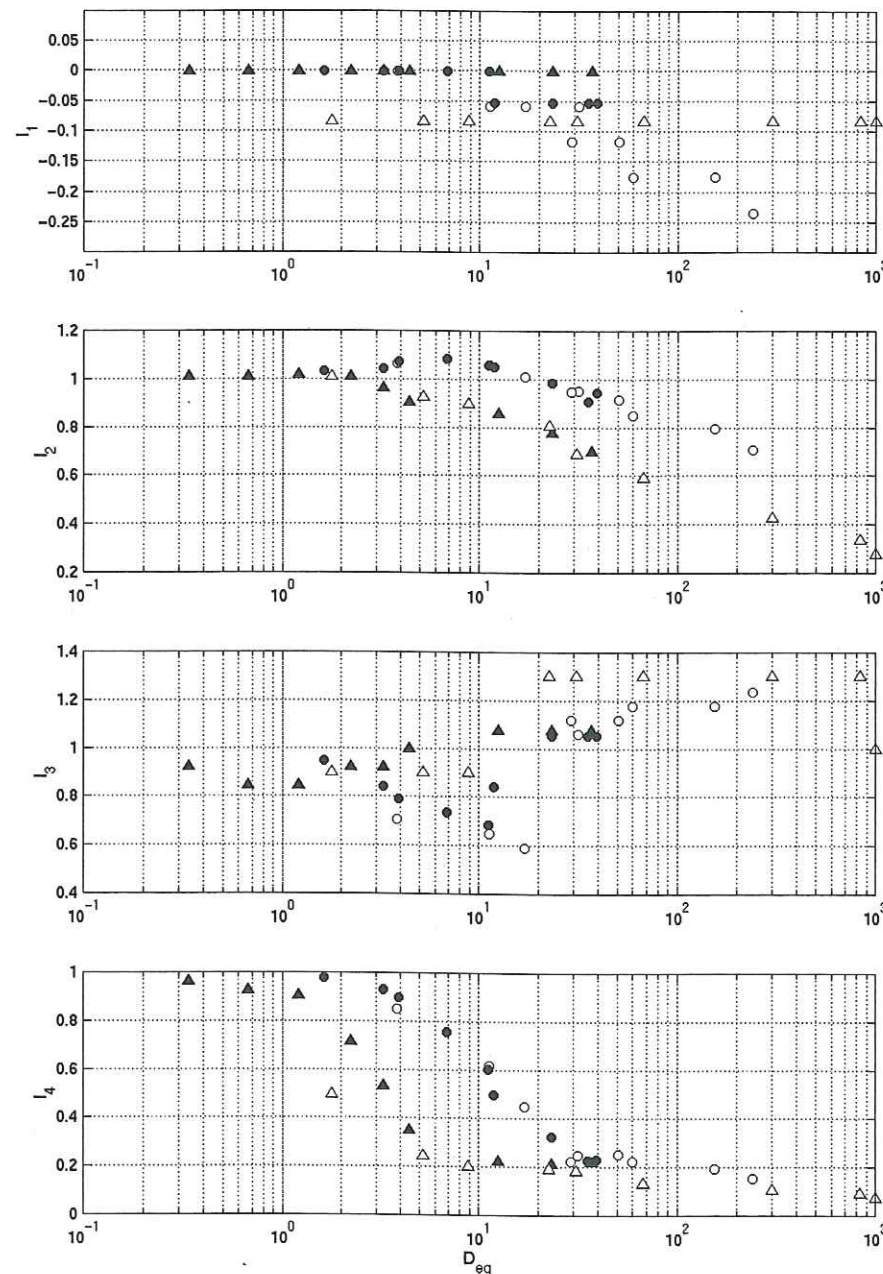


Figure 3-8: Values of nonlinearity indicators versus Deq

### 3.4 field data observations

Figure 3-8 shows that  $I_4$  is the most sensitive nonlinearity indicator. This result suggests that high frequencies filtering is a better indicator of nonlinearity than the changes in modal amplification. This hypothesis is well supported by the Kyoshin Net station TTR008. Figure 3-9 shows several H/V for this station, bold solid line represents the mean of 6 weak motions ( $PGA < 0.07 \text{ m/s}^2$ ), thin lines represent standard deviation and dashed line is computed from Tottori earthquake record ( $PGA = 3.8 \text{ m/s}^2$ ). The soil underlying this station is made of very soft deposit and one can think that it has experimented significant soil nonlinearity. The observation of the H/V ratios reveals that strong motion has lead to lower predominant frequency, higher amplification level and higher high frequencies filtering than the mean of weak motions. Whereas the two first phenomena show contradictories trends, the latest one is very clear.

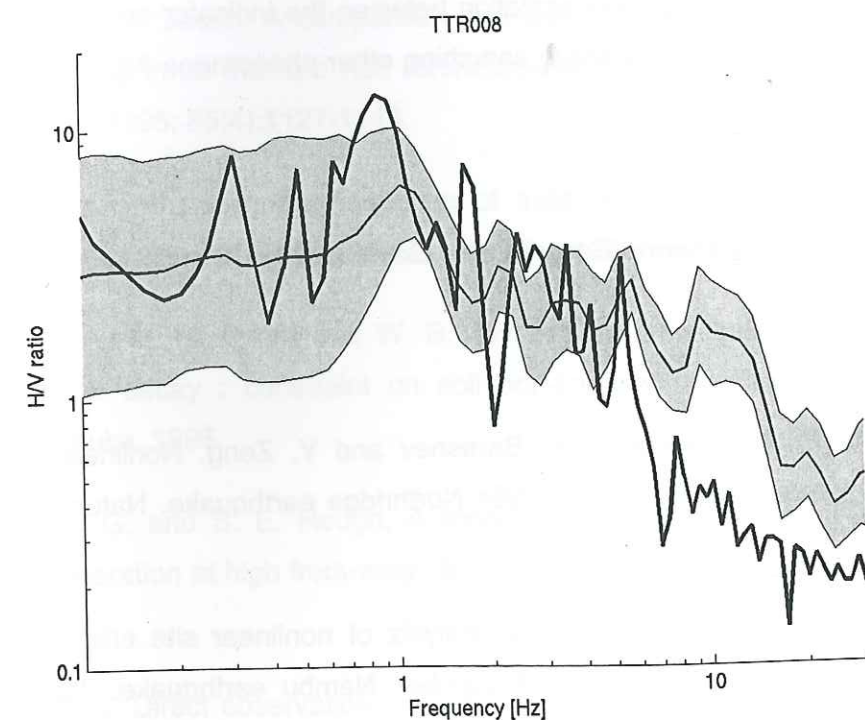


Figure 3-9: H/V ration for station TTR008 from Kyoshin Net, bold solid line represents the mean of 6 weak motions ( $PGA < 0.07 \text{ m/s}^2$ ), thin lines represent standard deviation and dashed line results from Tottori earthquake record ( $PGA = 3.8 \text{ m/s}^2$ )

### 3.5 Conclusions and perspectives

By the use of simulations we have quantified nonlinear behavior of soil and compared it to nonlinearity indicators. We have tested four simple indicators and we can make at least two mains conclusions. First one : the efficiency of an indicator depends on the nature of the soil



underlying the recorder. This property has been pointed out by the use of an elasto-plastic model. As a matter of fact, by the use of a linear equivalent model only based on G-g and D-g curves, sand and clay behave in the same way. Second one: this study suggests that the most efficient indicator should be based on the high frequencies content rather than on the resonant frequency changes.

In spite the example we have shown this study remain rather theoretical and it should be tested on real data in order to verify its conclusions. The application of this method to a given site, which has been hit by an earthquake, requires that all parameters defining the constitutive relations (both the linear and the plastic part of them) must be available before the earthquake. After the earthquake some of the parameters may have changed. Another reason makes in situ validation necessary: the fact that I2 and I4 are directly and simply related to nonlinearity need to be attenuated by the fact that scattering or source complexity can also have an influence on these parameters. A complete validation of a nonlinearity indicator (physical one or another based on signal processing) should be made up of two steps: one consists in testing the correlation between the indicator and non linear behavior (this study), the second step consist in searching other phenomena that could affect a given indicator.

#### Acknowledgments

We particularly thank Catherine Berge, Oona Scotti, Fabian Bonilla and reviewer for their useful discussion.

#### References

- [1] Field E. H., P. A. Johnson, I. A. Beresnev and Y. Zeng. Nonlinear ground motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake. *Nature* 1997; 390:599-601.
- [2] Aguirre J. and K. Irikura. Preliminary analysis of nonlinear site effects at Port Island vertical array station during the 1995 hyogo-ken Nambu earthquake. *Journal of Natural Disaster Science* 1995; 16(2):49-58.
- [3] Beresnev I. A., E. H. Field, K. V. D. Abeele and P. A. Johnson. Magnitude of nonlinear sediment response in the Los Angeles basin during the 1994 Northridge, California, earthquake. *Bulletin of the Seismic Society of America* 1998; 88(4):1079-1084.
- [4] Hartzell S.. Variability in nonlinear sediment response during the 1994 Northridge, California, earthquake. *Bulletin of the Seismic Society of America* 1998; 88(6):1426-1437.

- [5] Su F., J. G. Anderson and Y. Zeng. Study of Weak and Strong Ground Motion Including Nonlinearity from Northridge, California, Earthquake. *Bulletin of the Seismic Society of America* 1998; 88(6):1411-1425.

- [6] Aguirre J. and K. Irikura. Nonlinearity, liquefaction, and velocity variation of soft soil layers in Port Island, Kobe, during the Hyogo-Ken Nambu earthquake. *Bulletin of the Seismic Society of America* 1997; 87:1244-1258.

- [7] Archuleta R. J. and J. H. Steidl. ESG studies in the United States: Results from borehole arrays. In: *Proceedings of the second international symposium on the effects of surface geology on seismic motion*. Yokohama, 1998.

- [8] Lachet C., P.-Y. Bard, J.-C. Gariel and K. Irikura. Straightforward methods to detect non-linear response of the soil, from the recordings of the Kobe earthquake (Japan 1995). In: *Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering*. Paris, 1998.

- [9] Field E. H. and K. Jacob. A comparison and test of various site response estimation techniques, including three that are non reference-site dependent. *Bulletin of the Seismic Society of America* 1995; 85(4):1127-1143.

- [10] Mohammadioun B. Nonlinear response of soils to horizontal and vertical bedrock earthquake motion. *Journal of Earthquake Engineering* 1997; vol. 1:93-119.

- [11] Durward J. A., D. M. Boore and W. B. Joyner. The amplitude dependence of high-frequency spectral decay : constraint on soil non-linearity. In: *Proceedings of the Site Response*. Yokosuka, 1996.

- [12] Anderson J. G. and S. E. Hough. A model for the shape of the Fourier amplitude spectrum of acceleration at high frequency. *Bulletin of the Seismic Society of America* 1984; 74:1969-1993.

- [13] Archuleta R. J. Direct observation of nonlinearity in accelerograms. In: *Proceedings of the second symposium on the effects of surface geology on seismic motion*. Yokohama, 1998.

- [14] Bonilla L. F. One dimensional site response analysis. Report of Institute for Crustal Studies, University of California Santa Barbara, 1997.

- [15] Mellal A. Analyse des effets du comportement non linéaire des sols sur le mouvement sismique. Thesis of Ecole Centrale de Paris 1997.



[16] Cyberquake, a software distributed by BRGM. <http://software.brgm.fr/>

[17] Hujeux J.-C. Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols . In: V. Davidovici. Génie parasismique, 287-353, 1985.

[18] Seed H. B., R. T. Wong, I. M. Idriss and K. Tokimatsu. Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils. Journal of Geotechnical Engineering ASCE 1986; 112(11):1016-1032.

[19] Vucetic M. and R. Dobry. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering ASCE 1991; 117(1):89-107.

[20] Berge-Thierry C. and P. Lussou. Source and wave field complexities in competition with non-linear phenomena. Submitted to Journal Geophysical Research 1999.

## 4 Annexe 4 :

### PRESENTATION DES SITES

#### 4.1 Garner Valley

##### 4.1.1 Description générale du site

Le expérimental de Garner Valley a été installé en 1989, il a été choisi pour étudier les effets de site car il présentait les caractéristiques suivantes :

- présence d'une couche géologique superficielle de faible résistance mécanique susceptible de présenter un comportement non linéaire en cas de sollicitation importante,
- géométrie simple se rapprochant d'une géométrie en couches planes afin d'éviter la prédominances d'effets 2D et 3D,
- localisation dans une zone suffisamment active sismiquement pour pouvoir obtenir des enregistrements correspondant à une large gamme de magnitudes et de distances
- localisation dans un environnement calme, loin d'un centre urbain, afin de limiter l'importance du bruit lié aux activités humaines.



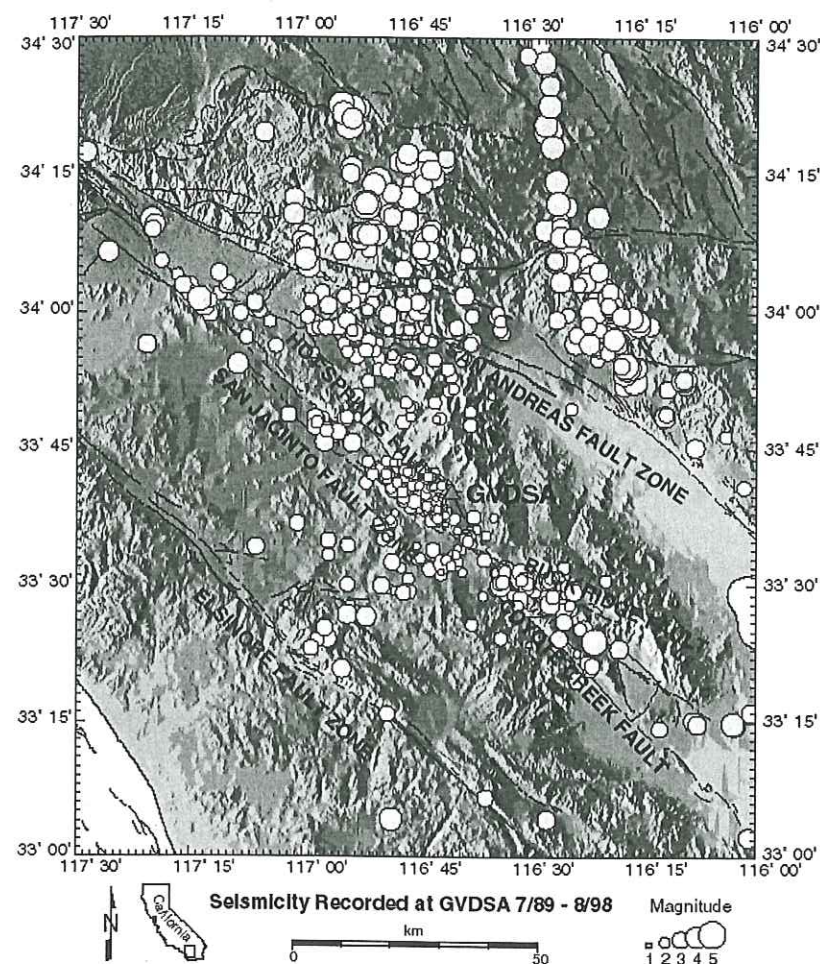


Figure 4-1 : Sismicité enregistrée sur le site de Garner Valley entre juillet 1997 et août 1998.

L'installation du site a été financée grâce à un partenariat entre l'Institut de Protection et de Sécurité Nucléaire, la Nuclear Regulatory Commission et l'Electric Power Research Institut. La maintenance du site est assurée par l'Université de Californie à Santa Barbara. Le site a été conçu pour répondre à plusieurs objectifs scientifiques :

- comprendre la propagation des ondes
- étudier les variations de pression dans les fractures
- tester différentes méthodes d'évaluation des effets de site
- prévoir le comportement non linéaire
- étudier la cohérence spatiale.

Le site comprend pour cela un réseau de cinq accéléromètres en profondeur, cinq accéléromètres en surface, un forage d'une profondeur de 500 m équipé de capteurs de pression, un accéléromètre au rocher et un réseau d'étude de la liquéfaction. Pour une description détaillée du site, on pourra se reporter au site internet de l'université de Santa Barbara (<http://www.crustal.ucsb.edu/observatories/gvda/>). Dans le cadre de notre étude,

nous avons utilisé uniquement le réseau de cinq accéléromètres disposés dans les puits aux profondeurs de 6, 15, 22, 50 et 220m (Figure xx).

#### 4.1.2 Description géotechnique du site

Les différentes reconnaissances géotechniques effectuées sur le site ont permis de mettre en évidence le profil géotechnique suivant :

- alternances de sable gris fin et de lentilles argileuses jusqu'à une profondeur d'environ 18 mètres,
- de 18 mètres à 22 mètres : une zone de roche très altérée constituant une transition entre le sol sus-jacent et le rocher
- de 22 mètres à 87 mètres : une formation granitique fracturée
- en dessous de 87 mètres : une formation rocheuse granitique saine.

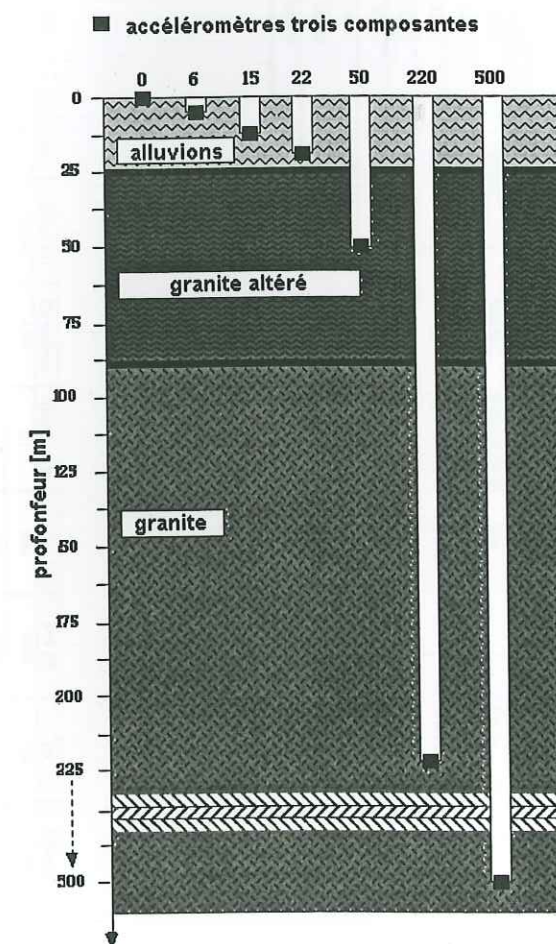


Figure 4-2 : Situation des capteurs sur le site de Garner Valley.

Plusieurs campagnes de mesure géophysique sur site (Gibbs, 1989; Steller et al., 1996) ainsi que le grand nombre de séismes modérés ont permis de caractériser les propriétés



élastiques du site. Pour ce qui concerne le comportement non linéaire des sols, la Waterways Experiment Station (Vicksburg, Mississippi) a réalisé des essais triaxiaux drainés et non-drainés sur des échantillons intacts prélevés par carottage aux profondeurs de 3 mètres, 10,5 mètres et 15,5 mètres, les résultats de ces essais ont été interprétés par Pecker (1991). Stokoe (1998) a réalisé des essais de colonne résonante.

# Paramètres du modèle CYBERQUAKE :

	Name	Thickness (m)	Vs (m/sec)	Vp (m/sec)	Rho (kg/m3)	Material	Outputs	Hydraulic Condition	Wizard
Layer 1	0-6m, P1 (56 kPa)	6.000	175.00	1225.00	2000.00	Sand (Modified)	Yes	Undrained	No
Layer 2	6-15m, S1 (69 kPa)	9.000	200.00	1525.00	2200.00	Sand (Modified)	Yes	Undrained	No
Layer 3	15-22m, S1 (69 kPa)	7.000	320.00	1600.00	2400.00	Sand (Modified)	Yes	Undrained	No
Layer 4	22-50m, P5 (172 kPa)	28.000	550.00	2000.00	2400.00	Sand (Modified)	Yes	Undrained	No
Layer 5	50-58m, P5 (172 kPa)	8.000	550.00	2000.00	2400.00	Sand (Modified)	Yes	Undrained	No
Layer 6	58-87m, P5 (172 kPa)	29.000	650.00	2150.00	2800.00	Sand (Modified)	Yes	Undrained	No
Layer 7	rocher 87-220 m	133.000	1632.00	2820.00	2800.00	Bedrock	Yes	Undrained	None
Bedrock	Bedrock	Infinite	3000.00	5190.00	2800.00	Bedrock	Yes	Impervious	None

	Name	Phi (°)	Beta	Sign/Sign	Ep	C (kPa)	Gamel	Gamhys	Gammbl	b	Psi (°)	nr	Atkpsi
Layer 1	0-6m, P1 (56 kPa)	40.00	40.00	10.00	200.00	0.00	1e-008	0.001	0.1	0.20	35.00	0.50	1.00
Layer 2	6-15m, S1 (69 kPa)	40.00	40.00	10.00	180.00	0.00	1e-008	0.001	0.1	0.20	35.00	0.50	1.00
Layer 3	15-22m, S1 (69 kPa)	40.00	40.00	10.00	180.00	0.00	1e-008	0.001	0.1	0.20	35.00	0.50	1.00
Layer 4	22-50m, P5 (172 kPa)	40.00	40.00	10.00	200.00	0.00	1e-008	0.001	0.1	0.20	40.00	0.50	1.00
Layer 5	50-58m, P5 (172 kPa)	40.00	40.00	10.00	200.00	0.00	1e-008	0.001	0.1	0.20	40.00	0.50	1.00
Layer 6	58-87m, P5 (172 kPa)	40.00	40.00	10.00	200.00	0.00	1e-008	0.001	0.1	0.20	40.00	0.50	1.00
Layer 7	rocher 87-220 m	None	None	None	None	None	None	None	None	None	None	None	None

## fichier d'entrée NOAH :

10. freqmax  
32 ppw  
0.95 p0  
220. medsize  
10. duration



```

0.      water table
1.E-2   dt0
10.     flowp
0.1     fhigh
HP      (HP=high pass, LP=low pass, BP=bandpass)
0.0     rpos
6       nlayers
##### layer 1: #####
0.      top
1225.   Vp
175.    Vs
2000.   density
0.0E-5  viscosity
50.     Q
29.4E3  sigma0 [Pa]
0.      porosity
1.      Ko
40.     phi
0.      pha
0.      p1
0.      p2
200.    w1
0.5     S1
1.      c1
0.3     Hmax
##### layer 2: #####
6.      top
1525.   Vp
200.    Vs
2000.   density
0.0E-5  viscosity
50.     Q
103.E3  sigma0
0.      porosity
1.      Ko
40.     phi
28.     pha
0.5     p1
0.65    p2
7.0     w1
0.01    S1
3.97    c1
0.3     Hmax
##### layer 3: #####
15.     top
1600.   Vp
320.    Vs
2200.   density
0.0E-5  viscosity
50.     Q
188.E3  sigma0
0.      porosity
1.      Ko
48.     phi
28.     pha
0.5     p1
0.4     p2
3.5     w1
0.01    S1
3.68    c1

```

```

0.3     Hmax
##### layer 4: #####
22.     top
2000.   Vp
550.    Vs
2400.   density
0.0E-5  viscosity
50.     Q
477.E3  sigma0
0.      porosity
1.      Ko
40.     phi
0.      pha
0.      p1
0.      p2
200.    w1
0.5     S1
1.      c1
0.3     Hmax
##### layer 5: #####
58.     top
2150.   Vp
650.    Vs
2800.   density
0.0E-5  viscosity
50.     Q
980.E3  sigma0
0.      porosity
1.      Ko
45.     phi
0.      pha
0.      p1
0.      p2
200.    w1
0.5     S1
1.      c1
0.3     Hmax
##### layer 6: #####
87.     top
2820.   Vp
1632.   Vs
2800.   density
0.0E-5  viscosity
50.     Q
2410.E3 sigma0
0.      porosity
1.      Ko
45.     phi
0.      pha
0.      p1
0.      p2
200.    w1
0.5     S1
1.      c1
0.3     Hmax
##### bedrock: #####
3000.   velocity
2800.   density
elastic

```



## 4.2 Kushiro Port

Paramètres du modèle CYBERQUAKE :

Layer	Name	Phi (°)	Beta	Sigci/Sigv	Ep	C (KPo)	Gamel	Gamhys	Gammbl	b	Psi (°)	Notes
Layer 1	0-2	40.00	50.00	4.00	200.00	0.00	1e-008	0.0005	0.05	0.10	40.00	Layer 1 0-2
Layer 2	2-9	40.00	50.00	4.00	180.00	0.00	1e-008	0.0005	0.05	0.10	40.00	Layer 2 2-9
Layer 3	9-23	48.00	50.00	4.00	110.00	1.00	1e-008	0.001	0.1	0.10	48.00	Layer 3 9-23
Layer 4	23-32	37.00	40.00	4.00	80.00	0.00	1e-008	0.001	0.1	0.20	37.00	Layer 4 23-32

Layer	Name	Thickness (m)	Vs (m/sec)	Vp (m/sec)	Rho (g/cm3)	Material	Output	Hydraulic Cond	Notes
Layer 1	0-2	2.000	249.00	400.00	1720.00	Sand (Modified)	Yes	None	Layer 1 0-2
Layer 2	2-9	7.000	249.00	1500.00	1720.00	Sand (Modified)	Yes	Undefined	Layer 2 2-9
Layer 3	9-23	14.000	326.00	1600.00	1980.00	Sand (Modified)	Yes	Undefined	Layer 3 9-23
Layer 4	23-32	9.000	265.00	1500.00	1720.00	Sand (Modified)	Yes	Undefined	Layer 4 23-32
Bedrock	Bedrock	Infinite	341.00	1500.00	2000.00	Bedrock	Yes	Impervious	Bedrock

fichier d'entrée NOAH :

```

10. freqmax
12. ppw
0.95 p0
77. medsize
40. duration
2. water table
1.E-2 dt0
15. flowp
0.1 fhgh
HP (HP=high pass, LP=low pass, BP=bandpass)
4.0 rpos
8 nlayers
##### layer 1: #####
0. top
0. Vp
249. Vs
1720. density
0.0E-5 viscosity
50. Q
38.0E3 sigma0
0. porosity
0.5 Ko
40. phi
0. pha
0. p1
0. p2
200. w1
0.5 S1
1. c1
0.3 Hmax
##### layer 2: #####
2. top
0. Vp
249. Vs
1720. density
0.0E-5 viscosity
50. Q
38.0E3
0.45 porosity
0.5 Ko
40. phi
28. pha
0.5 p1
0.65 p2
7.0 w1
0.01 S1
3.97 c1
0.3 Hmax
##### layer 3: #####
9. top
0. Vp
326. Vs
1980. density
0.0E-5 viscosity
50. Q
100.0E3
0.45 porosity
0.5 Ko

```



```

48.  phi
28.  pha
0.5  p1
0.4  p2
3.5  w1
0.01 S1
3.68 c1
0.3  Hmax
##### layer 4: #####
23.  top
0.    Vp
265. Vs
1730. density
0.0E-5 viscosity
50.   Q
166.0E3
0.    porosity
0.5   Ko
37.   phi
0.    pha
0.    p1
0.    p2
200.  w1
0.5   S1
1.    c1
0.3   Hmax
##### layer 5: #####
32.  top
0.    Vp
341. Vs
1760. density
0.0E-5 viscosity
50.   Q
198.0E3
0.    porosity
0.5   Ko
44.   phi
0.    pha
0.    p1
0.    p2
200.  w1
0.5   S1
1.    c1
0.3   Hmax
##### layer 6: #####
36.  top
0.    Vp
286. Vs
1700. density
0.0E-5 viscosity
50.   Q
221.0E3
0.    porosity
0.5   Ko
44.   phi
0.    pha
0.    p1
0.    p2
200.  w1
0.5   S1

```

```

1.    c1
0.3   Hmax
##### layer 7: #####
42.  top
0.    Vp
302. Vs
2000. density
0.0E-5 viscosity
50.   Q
261.0E3
0.    porosity
0.5   Ko
45.   phi
0.    pha
0.    p1
0.    p2
200.  w1
0.5   S1
1.    c1
0.3   Hmax
##### layer 8: #####
50.  top
0.    Vp
341. Vs
1730. density
0.0E-5 viscosity
50.   Q
352.0E3
0.    porosity
0.5   Ko
44.   phi
0.    pha
0.    p1
0.    p2
200.  w1
0.5   S1
1.    c1
0.3   Hmax
##### bedrock: #####
341.  velocity
1730. density
elastic

```

### 4.3 Port Island

Paramètres du modèle CYBERQUAKE (Chopin 2000) :



	Name	Thickness (m)	V <sub>10</sub> (m/sec)	V <sub>p</sub> (m/sec)	R <sub>10</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	Material	Outputs	Hydraulic Condition	k (m/sec)	Wz	
Layer 1	gravel 0-2m	2.000	170.00	260.00	2000.00	Gravel (Modified)	Yes	None	0.007	No	lt
Layer 2	gravel 2-3m	1.000	170.00	320.00	2000.00	Gravel (Modified)	Yes	None	0.007	No	lt
Layer 3	gravel 3-5m	2.000	170.00	320.00	2000.00	Gravel (Modified)	Yes	Two-Phase	0.007	No	lt
Layer 4	gravel 5-12.6m	7.600	210.00	400.00	2200.00	Gravel (Modified)	Yes	Two-Phase	0.004	No	lt
Layer 5	gravelly sand 12.6-15m	3.400	210.00	400.00	2200.00	Sand (Modified)	Yes	Two-Phase	0.007	No	lt
Layer 6	gravelly sand 15-19m	3.000	210.00	400.00	2200.00	Sand (Modified)	Yes	Two-Phase	0.007	No	lt
Layer 7	clayey sand 19-27m	8.000	180.00	350.00	1500.00	Clay (Modified)	Yes	Two-Phase	1e-009	No	lt
Layer 8	sand + clay 27-32m	5.000	245.00	500.00	2000.00	Sand (Modified)	Yes	Two-Phase	0.007	No	lt
Bedrock	Bedrock	Infinite	345.00	1330.00	2000.00	Elastic	Yes	Impervious	None	No	lt

	Name	Phi (°)	Beta	Sigc/Sigv	EP	C (kPa)	G <sub>cornel</sub>	G <sub>amhys</sub>	G <sub>amtbl</sub>	b	Psi (°)	nr	Altops
Layer 1	gravel 0-2m	38.00	23.00	25.00	100.00	0.00	1e-006	0.007	0.01	0.50	38.00	0.50	1.00
Layer 2	gravel 2-3m	38.00	23.00	7.00	110.00	0.00	1e-006	0.007	0.01	0.50	38.00	0.50	1.00
Layer 3	gravel 3-5m	38.00	23.00	6.00	40.00	0.00	1e-006	0.007	0.01	0.50	36.00	0.50	0.00
Layer 4	gravel 5-12.6m	36.00	46.00	4.00	40.00	0.00	1e-008	0.007	0.01	0.50	36.00	0.50	1.00
Layer 5	velly sand 12.6-	33.00	20.00	200.00	30.00	0.00	1e-008	1e-006	0.1	0.24	33.00	0.50	1.00
Layer 6	velly sand 15-19	33.00	20.00	200.00	30.00	0.00	1e-008	1e-006	0.1	0.24	33.00	0.50	1.00
Layer 7	void clay 19-27	22.00	9.00	1.10	150.00	0.00	1e-010	1e-007	0.007	1.00	22.00	0.50	0.00
Layer 8	nd + clay 27-32	32.00	11.00	1.20	110.00	0.00	1e-008	1e-006	0.1	0.24	32.00	0.50	1.00



## Résumé

Deux approches sont mises en œuvre pour calculer le mouvement sismique associé à un séisme de référence en considérant les conditions locales du site étudié : « loi empirique » et « site spécifique ». Dans la première partie de la thèse (approche « loi empirique »), de nouvelles lois d'atténuation sont déterminées à l'aide des données du réseau japonais K-NET. La classification de site se fait à l'aide de  $V_s^{30}$  (célérité moyenne des ondes de cisaillement sur 30 mètres de profondeur) mesuré in situ et/ou de  $F_0$  (fréquence prédominante du site déterminée à l'aide d'enregistrements de séismes). A l'aide de ces deux paramètres, de nouveaux systèmes de classification de site sont proposés et appliqués au spectre de réponse en accélération, ainsi qu'à d'autres paramètres de description du mouvement sismique (durée, intensité, etc). Dans la deuxième partie de la thèse le site étudié est décrit par un milieu stratifié horizontal composé de couches homogènes dont le comportement est modélisé par simulation numérique. Trois codes de calcul sont utilisés pour évaluer l'effet de site non linéaire : SHAKE (linéaire équivalent), NOAH et CYBERQUAKE (non linéaires). Les tests réalisés dans cette partie ont mis en évidence les faiblesses du modèle linéaire-équivalent par rapport aux modèles non linéaires pour les fréquences supérieures à 5 Hz. Par ailleurs, des calculs effectués à partir d'enregistrements obtenus à Port Island et Kushiro Port (Japon) ont montré l'intérêt d'utiliser des enregistrements obtenus en profondeur pour réaliser des calculs non linéaires. A la suite de ces tests, le site du Synchrotron (Grenoble) est étudié afin d'évaluer l'influence du comportement mécanique des couches superficielles de sol sur le mouvement sismique. Il ressort de cette étude que le mouvement sismique prévisible sur le site étudié dépend davantage de l'effet de site global dû à la géométrie tri-dimensionnelle de la cuvette grenobloise que de l'effet de site local (sols superficiels).

**mots-clés** : effet de site, K-NET, loi d'atténuation, modélisation, non linéaire

---

## Seismic motion estimation for a given site considering a design earthquake and taking account site effect. Linear empirical approach and modelisation of non linear site effect

Two methods are used to estimate the seismic motion for a given site, considering site effect. In the first part of the thesis, the empirical method is used. The data of the Kyoshin network are used in order to develop several attenuation laws with new classification systems for taking into account site effect. The site classification systems are based on two parameters :  $V_s^{30}$  and  $F_0$ .  $V_s^{30}$  is the shear velocity averaged over the upper 30 meters and  $F_0$  is the fundamental resonance frequency deduced from horizontal to vertical spectral ratio (HVSr) computed on seismic events. The new classification systems are applied to acceleration response spectra and to other ground motion parameters (duration, Arias intensity, etc). In the second part of the thesis, the seismic motion is estimated with the « site specific » approach. In this case, the considered site is described as a layered media with homogeneous laterally infinite layers. Three codes are used to model the non-linear behaviour of soils : SHAKE (equivalent linear), NOAH and CYBERQUAKE (non-linear codes). Several tests are performed to compare the three codes, the third one uses in situ recorded data at Port Island and Kushiro Port (Japan). This tests show the importance of time history modelling especially for frequencies higher than 5 Hz. Finally the site of Synchrotron (Grenoble, France) is studied in order to evaluate the influence of shallow layers on seismic motion. This study show that, in that particular case, the seismic motion is due to global site effect (3D geometry of the valley) rather than local site effect (non-linear behaviour of shallow layers).

**keywords** : site effect, K-NET, attenuation law, modelisation, nonlinearity